



UNIVERSIDAD CARLOS III MADRID
Escuela Politécnica Superior
Departamento de Estructuras y medios continuos

PROYECTO FIN DE CARRERA
INGENIERÍA INDUSTRIAL

ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE DEPÓSITOS METÁLICOS

AUTOR: Daniel Penalba Sánchez.

Tutor del proyecto:

Dr. D. José Luis Pérez Castellanos.

Agradecimientos

Mi agradecimiento para mi familia y mi novia por su continuo apoyo durante estos años de universidad.

También agradezco la ayuda prestada al Departamento de Mecánica de medios continuos y teoría de estructuras para que fuese posible la realización de este proyecto, en especial al profesor D. José Luis Pérez Castellanos por su ayuda y dedicación.

INDICE GENERAL.

1. OBJETIVOS	11
2. INTRODUCCIÓN	13
2.1 ¿QUÉ ES UN DEPÓSITO?	13
2.2 TIPOS DE DEPÓSITOS	13
2.2.1 Según forma	13
2.2.2 Según presión de trabajo	14
2.2.3 Según altura	15
2.2.4 Abiertos o cerrados	16
2.2.5 Según material	17
2.2.6 Según orientación.	17
2.3 COMPORTAMIENTO DE DEPÓSITOS NO ELEVADOS DURANTE UN SISMO.	18
2.4. EVOLUCION DEL ANÁLISIS SISMICO DE DEPÓSITOS	22
2.4.1 Estado Del Arte.	22
3. METODOLOGÍA	25
3.1 MODELO DE ANALÍTICO.	25
3.1.1 Modelo Housner para un depósito circular	27
3.2 MODELO NUMÉRICO	29
3.2.1 Generalidades	29
3.2.2 Aproximación del modelo con elementos finitos.	30
3.2.3 Selección del elemento fluido	31
4. ESTUDIO DEL DEPÓSITO APOYADO SOBRE EL TERRENO	34
4.1 DEFINICION DEL PROBLEMA	34
4.2 DESCRIPCIÓN DEL DEPÓSITO	34
4.3. CÁLCULO ANALÍTICO	36
4.3.1 Información Sísmica	38
4.3.1.1 Aceleración sísmica de cálculo	38
4.3.1.2 Clasificación Del Terreno. Coeficiente Del Terreno.	39
4.3.1.3 Espectro de respuesta elástica.	40
4.3.2 Aplicación Del Código API-650	41
4.3.2.1 Cálculo del corte basal y del momento volcante	41
4.3.2.2 Resistencia al volcamiento	44
4.3.2.3 Tensión Compresión	46

4.4 CÁLCULO NUMÉRICO	48
4.4.1 Análisis estático	52
4.4.2 Solución modal	54
4.4.2.1 Formas Modales Del Fluido	55
4.4.2.2 Formas modales del depósito mas el fluido	59
4.4.3 Análisis espectral	64
4.5 ESTUDIO DIFERENTES CONFIGURACIONES	67
4.5.1 Depósito relación $h/d = 0.2$	67
4.5.2 Depósito relación $h/d = 1$	71
4.5.3 Depósito relación $h/d = 2$	75
4.6 COMPARACIÓN DE RESULTADOS	79
5. ESTUDIO DEL DEPÓSITO ELEVADO	81
5.1 DEPÓSITO RELACIÓN $H/D = 0.4$ Y ELEVADO 1 m	82
5.2 DEPÓSITO RELACIÓN $H/D = 0.4$ Y ELEVADO 5 m	89
5.3 DEPÓSITO RELACIÓN $H/D = 1$ Y ELEVADO 1 m	96
5.4 DEPÓSITO RELACIÓN $H/D = 1$ Y ELEVADO 5 m	103
5.5 COMPARACION DE RESULTADOS	110
6. CONCLUSIONES	112
7. TRABAJOS FUTUROS	115
BIBLIOGRAFÍA	117
ANEXOS	119

INDICE DE FIGURAS.

Figura 1. Depósito rectangular, acueducto de Bogota.....	13
Figura 2. Depósito cilíndrico de Hormigón Armado. L.A. California.....	14
Figura 3. Depósito alta presión.....	14
Figura 4. Depósito a presión atmosférica, ECOPETROL.....	15
Figura 5. Depósito bajo terreno.....	15
Figura 6. Depósito sobre terreno.....	15
Figura 7. Depósito Elevado de Plaza de Castilla, Madrid.....	16
Figura 8. Depósito abierto.....	16
Figura 9. Depósito de hormigón, ECOPETROL.....	17
Figura 10. Depósito de acero horizontal.....	17
Figura 11. Daño en la zona superior debido al oleaje.....	18
Figura 12. Falla de los anclajes por levantamiento de los anclajes.....	19
Figura 13. Fallo en los elementos de conexión del depósito.....	19
Figura 14. Falla de la fundación por licuefacción.....	20
Figura 15. Pandeo "pata de elefante" de la pared. Alaska-1964.....	21
Figura 16. Fallo por compresión, Forma de Diamante.....	21
Figura 17. Modelo equivalente de Housner.....	27
Figura 18. Depósito cilíndrico circular y masas equivalentes, según Housner.....	27
Figura 19. Geometría del elemento FLUID80.....	31
Figura 20. Sistema de coordenadas.....	34
Figura 21. Esquema modelo de Housner.....	36
Figura 22. Mapa de peligrosidad sísmica.....	39
Figura 23. Espectro de respuesta elástica.....	41
Figura 24. Representación del depósito.....	48
Figura 25. Mallado del techo.....	49
Figura 26. Mallado del fondo.....	49
Figura 27. Perfil viga IPE.....	50
Figura 28. Sistema de vigas del techo.....	50
Figura 29. Mallado de la estructura del depósito.....	51
Figura 30. Mallado del depósito y el fluido.....	51
Figura 31. Análisis estático del depósito. Tensión de Von Mises.....	52
Figura 32. representación de un elemento diferencial del depósito.....	53
Figura 33. Primer modo convectivo del fluido (modo 1 del análisis).....	57
Figura 34. Segundo modo convectivo del fluido (modo 6 del análisis).....	57
Figura 35. Tercer modo convectivo del fluido (modo 13 del análisis).....	58
Figura 36. Cuarto modo convectivo del fluido (modo 23 del análisis).....	58
Figura 37. Coeficiente K_h	60
Figura 38. Primer modo del sistema depósito – fluido (modo 277 del análisis).....	62

Figura 39. Segundo modo del sistema depósito – fluido (modo 305 del análisis)	63
Figura 40. Tercer modo del sistema depósito – fluido (modo 337 del análisis)	63
Figura 41. Tensión de Von Mises en el contorno del depósito	64
Figura 42. Tensión de Tracción Anular en el contorno del depósito	65
Figura 43. Tensión de Compresión Vertical en el contorno del depósito	65
Figura 44. Depósito de relación $H/D = 0.2$	67
Figura 45. Modelo ANSYS del depósito relación $H/D = 0.2$	68
Figura 46. Tensión de tracción anular para el depósito relación $H/D = 0.2$	69
Figura 47. Tensión de compresión vertical para el depósito relación $H/D = 0.2$	69
Figura 48. Tensión de Von Mises para el depósito relación $H/D = 0.2$	70
Figura 49. Depósito de relación $H/D = 1$	71
Figura 50. Modelo ANSYS del depósito relación $H/D = 1$	72
Figura 51. Tensión de tracción anular para el depósito relación $H/D = 1$	73
Figura 52. Tensión de compresión vertical para el depósito relación $H/D = 1$	73
Figura 53. Tensión de Von Mises para el depósito relación $H/D = 1$	74
Figura 54. Depósito de relación $H/D = 2$	75
Figura 55. Modelo ANSYS del depósito relación $H/D = 2$	76
Figura 56. Tensión de tracción anular para el depósito relación $H/D = 2$	77
Figura 57. Tensión de compresión vertical para el depósito relación $H/D = 2$	77
Figura 58. Tensión de Von Mises para el depósito relación $H/D = 2$	78
Figura 59. Estructura para el depósito elevado	81
Figura 60. Representación del depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 1m.	82
Figura 61. Modo 1 del fluido(1 del análisis) para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 1m	84
Figura 62. Modo 2 del fluido(5 del análisis) para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 1m	84
Figura 63. Modo 3 del fluido(13 del análisis) para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 1m	85
Figura 64. Modo 1 del sistema fluido-estructura para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 1m	85
Figura 65. Modo 2 del sistema fluido-estructura para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 1m	86
Figura 66. Tensión de tracción anular para el depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 1m.	87
Figura 67. Tensión de compresión vertical para el depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 1m.	87
Figura 68. Tensión de Von Mises para el depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 1m.	88
Figura 69. Representación del depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 5m.	89

Figura 70. Modo 1 del fluido(1 del análisis) para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 5m.....	91
Figura 71. Modo 2 del fluido(5 del análisis) para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 5m.....	91
Figura 72. Modo 3 del fluido(13 del análisis) para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 5m.....	92
Figura 73. Modo 1 del sistema fluido-estructura para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 5m.....	92
Figura 74. Modo 2 del sistema fluido-estructura para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 5m.....	93
Figura 75. Tensión de tracción anular para el depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 5m.....	94
Figura 76. Tensión de compresión vertical para el depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 5m.....	94
Figura 77. Tensión de Von Mises para el depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 5m.....	95
Figura 78. Representación del depósito de relación $H/D = 1$ y elevado 1m.....	96
Figura 79. Modo 1 del fluido(1 del análisis) para el depósito relación $H/D = 1$ elevado 1m.....	98
Figura 80. Modo 2 del fluido(5 del análisis) para el depósito relación $H/D = 1$ elevado 1m.....	98
Figura 81. Modo 3 del fluido(13 del análisis) para el depósito relación $H/D = 1$ elevado 1m.....	99
Figura 82. Modo 1 del sistema fluido-estructura para el depósito relación $H/D = 1$ elevado 1m.....	99
Figura 83. Modo 2 del sistema fluido-estructura para el depósito relación $H/D = 1$ elevado 1m.....	100
Figura 84. Tensión de tracción anular para el depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 1m.....	101
Figura 85. Tensión de compresión vertical para el depósito de relación $H/D = 1$ y elevado 1m.....	101
Figura 86. Tensión de Von Mises para el depósito de relación $H/D = 1$ y elevado 1m.....	102
Figura 87. Representación del depósito de relación $H/D = 1$ y elevado 5m.....	103
Figura 88. Modo 1 del fluido(1 del análisis) para el depósito relación $H/D = 1$ elevado 5m.....	105
Figura 89. Modo 2 del fluido(5 del análisis) para el depósito relación $H/D = 1$ elevado 5m.....	105

Figura 90. Modo 3 del fluido(13 del análisis) para el depósito relación	
H/D = 1 elevado 5m.....	106
Figura 91. Modo 1 del sistema fluido-estructura para el depósito relación	
H/D = 1 elevado 5m.....	106
Figura 92. Modo 2 del sistema fluido-estructura para el depósito relación	
H/D = 1 elevado 5m.....	107
Figura 93. Tensión de tracción anular para el depósito de relación	
H/D = 1 y elevado 5m.....	108
Figura 94. Tensión de compresión vertical para el depósito de relación	
H/D = 1 y elevado 5m.....	108
Figura 95. Tensión de Von Mises para el depósito de relación	
H/D = 1 y elevado 5m.....	109

INDICE DE TABLAS.

Tabla 1. Características geométricas del depósito de relación $H/D = 0.4$.	35
Tabla 2. Propiedades físicas del acero inoxidable AISI 316.	35
Tabla 3. Propiedades mecánicas del acero inoxidable AISI 316.	35
Tabla 4. Propiedades del fluido a almacenar.	36
Tabla 5. Coeficiente de terreno.	39
Tabla 6. Parámetros viga IPE 220.	50
Tabla 7. Tensiones obtenidas en el análisis estático.	53
Tabla 8. Distribución de la masa efectiva.	54
Tabla 9. Raíces de la función J_1' .	56
Tabla 10. Periodo y frecuencia fundamental de vibración del fluido.	56
Tabla 11. Periodo y frecuencia fundamental de vibración del sistema depósito-fluido.	62
Tabla 12. Comparación de los resultados entre ANSYS y norma API-650.	66
Tabla 13. Tensiones finales del análisis estático mas el análisis espectral.	66
Tabla 14. Geometría depósito relación $H/D = 0.2$.	67
Tabla 15. Periodos vibración del fluido para el depósito $H/D = 0.2$.	68
Tabla 16. Periodos vibración del sistema depósito-fluido para el depósito $H/D = 0.2$.	68
Tabla 17. Resultados análisis espectral para el depósito relación $H/D = 0.2$.	70
Tabla 18. Geometría depósito relación $H/D = 1$.	71
Tabla 19. Periodos vibración del fluido para el depósito $H/D = 1$.	72
Tabla 20. Periodos vibración del sistema depósito-fluido para el depósito $H/D = 1$.	72
Tabla 21. Resultados análisis espectral para el depósito relación $H/D = 1$.	74
Tabla 22. Geometría depósito relación $H/D = 2$.	75
Tabla 23. Periodos vibración del fluido para el depósito $H/D = 2$.	76
Tabla 24. Periodos vibración del sistema depósito-fluido para el depósito $H/D = 2$.	76
Tabla 25. Resultados análisis espectral para el depósito relación $H/D = 2$.	78
Tabla 26. Comparación de resultados de los depósitos apoyados sobre el terreno.	79
Tabla 27. Geometría del depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 1m.	83
Tabla 28. Periodos vibración para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 1m.	83
Tabla 29. Geometría del depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 5m.	89
Tabla 30. Periodos vibración para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 5m.	90
Tabla 31. Geometría del depósito relación $H/D = 1$ elevado 1m.	96
Tabla 32. Periodos vibración para el depósito relación $H/D = 1$ elevado 1m.	97
Tabla 33. Geometría del depósito relación $H/D = 1$ elevado 5m.	103
Tabla 34. Periodos vibración para el depósito relación $H/D = 1$ elevado 5m.	104
Tabla 35. Comparación de resultados de los depósitos elevados.	110

1

Objetivos

1. OBJETIVOS.

El objetivo principal de este proyecto, es el de aplicar un modelo analítico al comportamiento hidrodinámico del depósito y el de elaborar un modelo numérico del depósito sometido a la acción sísmica. A partir de estos dos modelos, se comprobará la igualdad de resultados mediante la aplicación de las normativas vigentes para el diseño de depósitos y el método numérico modelizando el tanque por medio de un software de elementos finitos.

A partir de aquí se diseñará la mejor configuración para la construcción de un depósito de base circular, así como la mejor manera de anclarlo al terreno, ya sea simplemente apoyado o elevado y cual sería la forma óptima de llevarlo a cabo.

Nos fijaremos principalmente en dos parámetros para el diseño:

- La relación entre el alto del depósito y el diámetro de éste.
- La altura del soporte del depósito.

2

Introducción

2. INTRODUCCIÓN.

2.1 ¿QUÉ ES UN DEPÓSITO?.

Los depósitos son estructuras especiales construidas con el propósito de almacenar algún material o sustancia fluida. Principalmente son utilizados para almacenar agua u otros líquidos, tales como combustibles, químicos, además de almacenar vapor, etc. También pueden ser utilizados para almacenar desperdicios, tanto sólidos como líquidos. Los depósitos cuya plancha de fondo esta apoyada directamente a las fundaciones, son llamados no elevados, para diferenciarlos de aquellos que se apoyan en pilares o mantos cilíndricos.

2.2 TIPOS DE DEPÓSITOS.

A continuación se van a clasificar los diferentes tipos de depósitos dependiendo de algunos parámetros.

2.2.1 Según forma.

Existen varios criterios para clasificar los depósitos. Una de las maneras más básicas de clasificarlos, es considerando la forma del mismo. Algunas de las formas más comunes son, rectangular, cuadrada y cilíndrica.



Figura 1. Depósito rectangular, acueducto de Bogotá.



Figura 2. Depósito cilíndrico de Hormigón Armado. L.A. California.

La forma cilíndrica, por ejemplo, es una de las más económicas y fáciles de construir, a la vez que presenta ventajas de mantenimiento, en el caso de depósitos de agua potable. El criterio principal que se utiliza para determinar la forma de un depósito, es el uso que se le va a dar, ya que las propiedades del material almacenado, juegan una parte importante en la selección del material en el que se construirá el depósito.

2.2.2 Según presión de trabajo.

Una clasificación muy popular, es la que se basa en la presión interna del depósito: depósitos atmosféricos, depósitos de baja presión (bajo las 9,8 [atm]) y depósitos de alta presión (sobre las 9,9 [atm]).

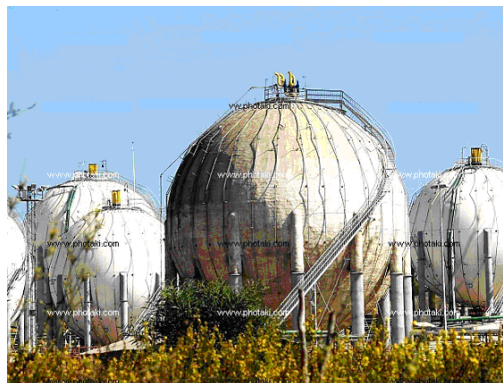


Figura 3. Depósito alta presión.



Figura 4. Depósito a presión atmosférica, ECOPETROL.

2.2.3 Según altura.

También los depósitos se pueden clasificar considerando si están contruidos sobre o bajo el terreno. Los depósitos contruidos sobre el terreno, tienen casi toda su estructura expuesta. Éstos regularmente se encuentran apoyados sobre el terreno o sobre una losa de hormigón armado, o pueden encontrarse elevados por medio de una estructura de soporte.



Figura 5. Depósito bajo terreno.



Figura 6. Depósito sobre terreno.



Figura 7. Depósito elevado de Plaza de Castilla, Madrid.

2.2.4 Abiertos o cerrados.

Otro tipo de clasificación es si los depósitos son abiertos o cerrados. Dentro de los depósitos cerrados existen otras clasificaciones, dependiendo de la forma que tenga el techo. Esta forma se determina dependiendo, mayormente, del uso que se le va a dar y las dimensiones del mismo. Algunos techos son más eficientes que otros, resistiendo las presiones generadas tanto por el líquido almacenado, como por el viento y otras cargas que actúan en la estructura.



Figura 8. Depósito abierto.

2.2.5 Según material.

La selección del material se realiza basándose en el costo del material, facilidad y rapidez de la construcción, resistencia a la corrosión, compatibilidad con el material que se va a almacenar y en algunos casos, por la disponibilidad del material. Los materiales más comunes que se utilizan son, el acero, el hormigón armado, el hormigón pos y pretensado.

2.2.6 Según orientación.

Los depósitos se pueden clasificar según su orientación y disposición sobre el terreno, clasificándose en verticales y horizontales:



Figura 9. Depósito de hormigón vertical, ECOPETROL.



Figura 10. Depósito de acero horizontal.

2.3 COMPORTAMIENTO DE DEPÓSITOS NO ELEVADOS DURANTE UN SISMO.

Los diferentes fallos que presentan los depósitos de almacenamiento tienen importantes implicaciones tanto económicas como sociales, debido a que la pérdida de suministro deja la instalación fuera de funcionamiento. En el caso que se produzca un fallo total en la estructura del depósito puede provocar efectos más nocivos, ya que la pérdida del contenido del depósito y su vertido al exterior conlleva grandes problemas como contaminaciones del terreno, inundaciones o incendios.

Los daños detectados frente a solicitaciones sísmicas en depósitos, han sido los siguientes:

- Daños en el techo del depósito causado por los modos de chapoteo del líquido.

El oleaje del líquido contenido puede generar pandeo en las cubiertas o en la parte superior de las paredes, también puede ocasionar daños en las columnas de soporte de la cubierta interior.

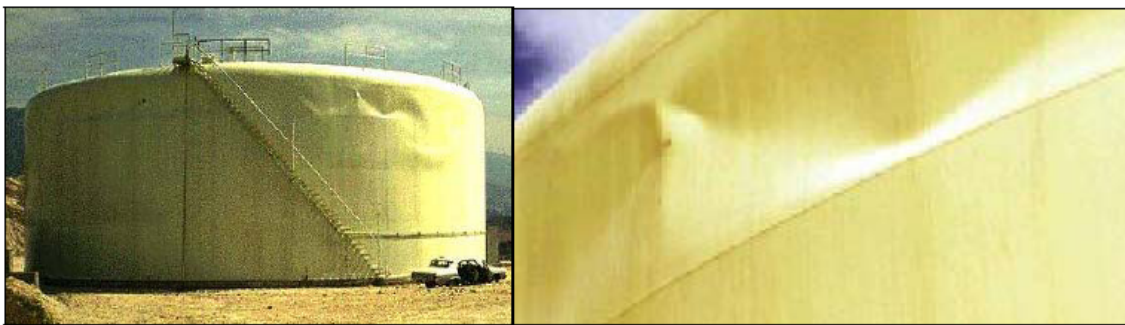


Figura 11. Daño en la zona superior debido al oleaje.

- Inestabilidad del depósito contra el volcamiento.

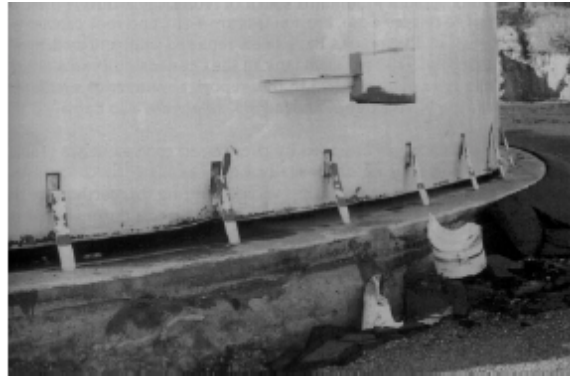


Figura 12. Falla de los anclajes por levantamiento de los anclajes.

- Exceso de tensiones sobre el suelo, en donde es sobrepasada la capacidad de soporte de éste.
- Falla de las conexiones entre el depósito y los piping debido a la poca capacidad de estos elementos para adecuarse a las deformaciones del depósito.



Figura 13. Fallo en los elementos de conexión del depósito.

- Socavación de las fundaciones del depósito.

Este tipo de fenómeno ocurre por licuefacción del terreno, la cual es un tipo de desplazamiento provocado por la inestabilidad de un talud. Es uno de los fenómenos más dramáticos y destructivos y, además, más polémicos y peor explicados que pueden ser inducidos en depósitos por acciones sísmicas.



Figura 14. Falla de la fundación por licuefacción.

- Deslizamiento horizontal del depósito.
- Tensiones verticales de compresión excesivas, debido a esfuerzos axiales y de flexión, producto de las presiones internas.

Las fuerzas laterales del sismo producen un momento volcante, el cual unido a las fuerzas longitudinales de compresión a lo largo de las paredes del depósito, generan elevados esfuerzos en la zona inferior cerca de la base, lo cual puede provocar un abultamiento exterior (“Pata de elefante”) o hacia el interior (“Forma de Diamante”).



Figura 15. Pandeo "pata de elefante" de la pared. Alaska-1964.



Figura 16. Fallo por compresión, Forma de Diamante.

2.4. EVOLUCION DEL ANÁLISIS SISMICO DE DEPÓSITOS.

2.4.1 Estado Del Arte.

El análisis del comportamiento sísmico ha sido estudiado por diferentes investigadores, considerando distintas hipótesis simplificadoras. Un listado de los más importantes es el que se muestra a continuación:

- 1933, Westergaard. Resolvió el problema bidimensional consistente en el cálculo de las presiones hidrodinámicas sobre el paramento vertical de una presa rígida de sección triangular, sometida a una excitación horizontal armónica del terreno y en la dirección del río.
- 1948, Arias analizó depósitos rectangulares y cilíndricos frente a sollicitaciones horizontales, suponiendo la envoltura rígida.
- 1949, Jacobsen resolvió el problema correspondiente a depósitos cilíndricos, verificó experimentalmente los resultados de Westergaard para depósitos rectangulares.
- 1949, Graham y Rodríguez realizaron un completo análisis de las presiones impulsivas y convectivas en un recipiente rectangular.
- 1957, Housner estudió el comportamiento de las presiones dinámicas de un fluido en un depósito sometido a aceleraciones basales.
- 1960, el primer trabajo para determinar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad fue desarrollado por Newmark y Veletsos en base a las clásicas reglas de igual desplazamiento y de igual energía.

- 1960, Edwards estudió la validez del supuesto realizado por Housner, al suponer depósitos rígidos y formuló un procedimiento para incorporar las propiedades de las paredes cilíndricas del depósito.
- 1969, Newmark y Rosenblueth publicaron un estudio sobre hidrodinámica, donde incluyeron algunas correcciones a la solución planteada por Housner.
- 1974, Veletsos propuso un procedimiento para evaluar las fuerzas dinámicas inducidas por la componente lateral de un movimiento sísmico, en un depósito cilíndrico de sección circular lleno de líquido, incorporando los efectos de la flexibilidad del depósito.
- 1976, Epstein después de revisar el estado de arte y de la práctica del diseño y construcción de depósitos, sugirió un procedimiento de diseño basado en el conocimiento actualizado a la fecha.

A pesar de los numerosos estudios antes mencionados, en la práctica el análisis sísmico y el diseño de depósitos esta basado en la metodología desarrollada por Housner en 1957, con algunas modificaciones que tienen en cuenta la flexibilidad del depósito y otras variables que quedan plasmadas en diversas normas de diseño tales como la API-650 (American Petroleum Institute).

3

Metodología

3. METODOLOGÍA.

Llegados a este punto, y teniendo en cuenta los numerosos estudios realizados sobre el tema, profundizaremos en el modelo de Housner por tratarse del mas utilizado ya que representa con gran exactitud la dinámica de los depósitos frente a movimientos sísmicos.

3.1 MODELO ANALÍTICO.

El modelo de Housner, permite evaluar simplificadaamente la respuesta dinámica de un depósito con líquido en su interior. El modelo es el resultado de integración de la ecuación diferencial que representa el fenómeno dinámico del contenido, aceptando las siguientes hipótesis:

- El líquido contenido en el depósito es incompresible irrotacional, sin viscosidad e inicialmente en reposo.
- La estructura del depósito es rígida y el material que la conforma permanece trabajando en el rango elástico.
- Los términos no lineales en la ecuación fundamental del movimiento, pueden ser despreciados. Como consecuencia de lo anterior, puede suponerse que el líquido permanece siempre en contacto en las paredes del depósito (no hay cavitación).

Considerando sólo los efectos de una componente horizontal de los movimientos del suelo, Housner, mostró que los resultados obtenidos de un análisis exhaustivo, basado en la solución de la ecuación de Laplace por series infinitas, hacían ver que se podría establecer un modelo simplificado, en que una parte del contenido líquido se movía rígidamente con la excitación del depósito y que la porción restante actuaba como una masa sujeta a las paredes por medio de resortes, representando la acción del chapoteo del líquido.

Los efectos dinámicos de la porción de líquido, adherido en forma rígida a las paredes del depósito, se conocen con el nombre de “impulsivos”. Los efectos del movimiento libre del fluido se denominan “convectivos”.

Para muchas aplicaciones prácticas, los supuestos básicos que llevaron a estos resultados, pueden ser justificados como sigue:

- La compresibilidad del fluido podría tener importancia si el tiempo que demora una onda acústica en viajar a través del depósito, no fuera despreciable comparado con el periodo fundamental del movimiento del depósito. Por esto para grandes estructuras tales como presas, la compresibilidad del fluido podría jugar un rol importante, pero en depósitos usualmente no ocurre así.
- El amortiguamiento, debido a la viscosidad del líquido, es sólo uno de varios mecanismos que afectan a la estructura y no es el más importante. Por esta razón, es perfectamente aceptable realizar una formulación teórica del fenómeno suponiendo fluidos sin viscosidad.
- La componente de presión asociada a la velocidad del fluido, es proporcional al cuadrado de dicha velocidad. Aún en la mayor parte de los terremotos severos, las presiones inducidas por la velocidad del líquido son pequeñas comparadas con las otras componentes de la presión hidrodinámica. Ésto permite usar una teoría lineal de las olas a lo largo de la superficie libre y, aunque localmente el supuesto sea violado (en la cercanía de las paredes del depósito), el efecto total no se ve afectado en forma significativa.

Con los supuestos antes descritos, Housner propuso un modelo mecánico equivalente para evaluar la respuesta sísmica de un depósito con líquido en su interior. Este modelo correspondía simplemente a la interpretación física de la ecuación de movimiento, transformando los efectos impulsivos y

convectivos en masas equivalentes adheridas a las paredes del depósito a una cierta altura. La acción oscilatoria del líquido, se transformó en apoyos elásticos para la masa convectiva, mientras que la masa impulsiva se interpretó como si estuviera unida en forma rígida a las paredes del depósito.

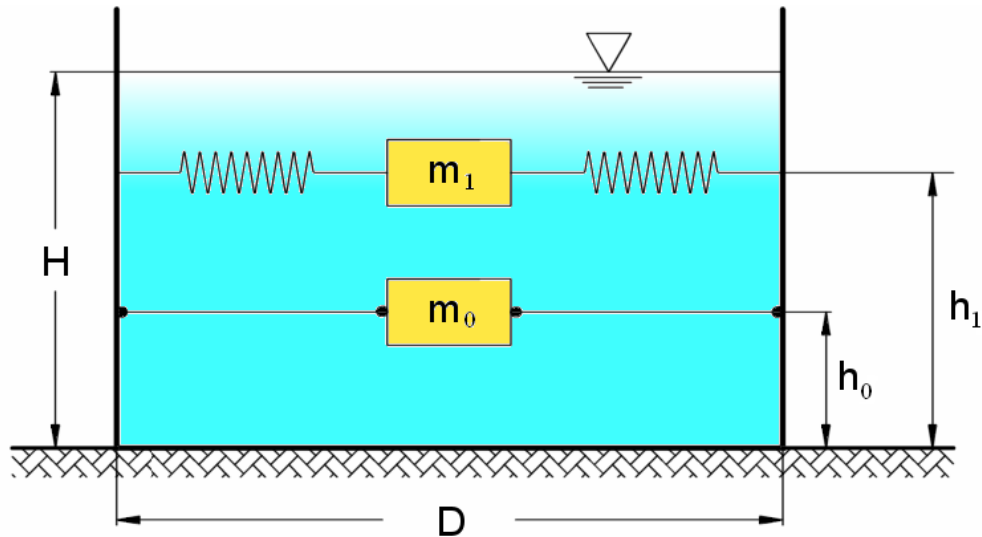


Figura 17. Modelo equivalente de Housner.

3.1.1 Modelo Housner para un depósito circular.

Housner planteó las siguientes ecuaciones para el caso de un depósito circular:

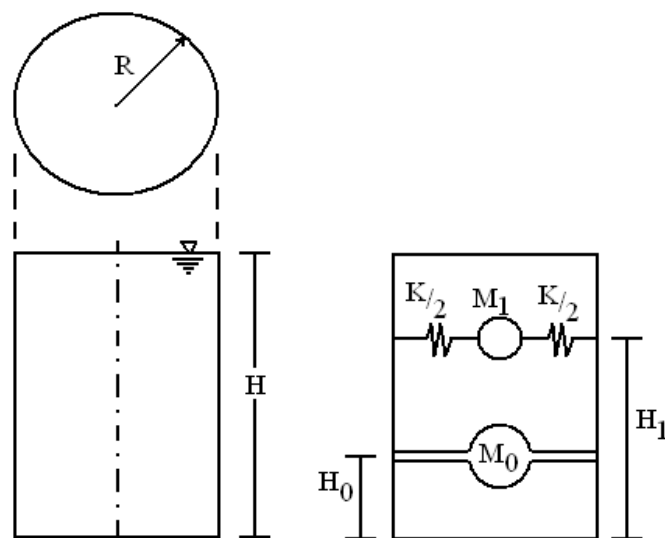


Figura 18. Depósito cilíndrico circular y masas equivalentes, según Housner.

Efectos impulsivos:

$$M_0 = \frac{\tanh\left(\frac{1.7 * R}{H}\right)}{\frac{1.7 * R}{H}} * M$$

$$H_0 = 0.38 * H \left(1 + \alpha \left(\frac{M}{M_0} - 1 \right) \right)$$

Efectos convectivos:

$$M_1 = \frac{0.71 * \tanh\left(\frac{1.8 * H}{R}\right)}{\frac{1.8 * H}{R}} * M$$

$$H_1 = H \left(1 - 0.21 \frac{M}{M_1} \left(\frac{R}{H} \right)^2 + 0.55 \beta \frac{R}{H} \sqrt{0.15 \left(\frac{R * M}{H * M_1} \right)^2 - 1} \right)$$

y

$$K = \frac{4.75 * g * M_1^2 * H}{M * R^2}$$

Donde:

R = Radio del depósito.

H = altura del líquido contenido en el depósito.

g = aceleración de la gravedad (9,81 m/s²).

M = masa total del líquido contenido en el depósito.

M₀ = masa impulsiva del líquido.

H₀ = altura a la cual está aplicada la masa impulsiva (M₀).

M₁ = masa convectiva del líquido.

H₁ = altura a la cual está aplicada la masa convectiva (M₁).

K = rigidez requerida para la oscilación de la masa convectiva (M₁).

3.2. MODELO NUMÉRICO.

3.2.1 Generalidades.

Recientes estudios acerca del comportamiento de fluidos en depósitos de almacenamiento están aún siendo desarrollados. Nuevos avances y la posibilidad de usar ordenadores cada vez más rápidos, permiten análisis estructurales más detallados usando de manera intensiva la discretización en elementos finitos.

En este proyecto se ha elegido usar el software ANSYS, porque posee definidos internamente elementos especiales para fluidos, además de efectos tales como, interacción fluido-estructura, elementos del tipo fluidos de almacenamiento, los que facilitarán la modelación en el análisis dinámico.

En el modelo de elementos finitos, usando el software ANSYS, el contenido está representado por un elemento tridimensional del tipo fluido. La superficie libre del elemento tipo fluido, está controlada por un sistema especial de resortes. Esta superficie de resortes tiende a retardar los movimientos hidrodinámicos hacia sus valores correctos. El fluido se supone que es incompresible. Para asegurar la validez del modelo de elementos finitos se realizó un análisis modal y los resultados fueron comparados con la teoría disponible.

Como las frecuencias naturales y las formas modales son parámetros importantes en el diseño bajo cargas dinámicas, se ha usado el análisis modal para determinar las características de vibración del sistema depósito-fluido.

Este estudio se concentra en depósitos cilíndricos flexibles sobre una fundación rígida. El modelo de elementos finitos incluye elementos tipo SHELL (para las paredes del depósito), sistema de techo (vigas y plancha del techo), interacción fluido-estructura y elementos del tipo fluido.

3.2.2 Aproximación del modelo con elementos finitos.

Las siguientes hipótesis son consideradas en el modelo de elementos finitos:

- El depósito está parcialmente lleno con fluido incompresible, agua.
- Se usa elemento ANSYS tipo fluido, que permite modelar fluidos de almacenamientos dentro de un depósito sin haber flujo del mismo. La interacción fluido-estructura, es incluida internamente por el software ANSYS.
- El depósito es considerado totalmente anclado a la base del mismo y es soportado por su fundación.
- Para limitar la aplicación de este estudio, se supone que la base del depósito está soportada por una fundación rígida. Este estudio se concentra únicamente en el sistema depósito-fluido.
- La combinación carga muerta (peso propio) de la estructura mas la carga hidrostática, es considerada como una condición inicial del análisis dinámico.
- Se considera que la plancha de techo, esta unida solidariamente a las paredes del manto del depósito, y está apoyado en vigas radiales que salen de un pilar central (en un primer momento se realizo el análisis sin estas vigas pero a la vista de los resultados se decidió colocar las vigas en disposición radial).
- Para propósitos de comparación con otras soluciones de análisis y también debido a la restricción del elemento tipo fluido en ANSYS, se consideró un análisis lineal elástico (análisis de primer orden).

Para la modelización de las paredes del depósito se ha utilizado el elemento tipo SHELL 63, para el fluido se ha aplicado el elemento ANSYS FLUID 3DCONTAINED y por último para la modelización de las vigas se ha usado el elemento BEAM.

Los nodos del fluido están acoplados con los nodos de la pared del depósito en la dirección radial, mientras que los movimientos relativos en la dirección tangencial y vertical pueden ocurrir libremente.

Debido a la existencia de simetría en el problema solo es modelada la mitad del depósito.

3.2.3 Selección del elemento fluido.

El elemento ANSYS tipo fluido, se usa para modelar contenidos en depósitos sin haber flujo del mismo. Este elemento es particularmente bueno cuando se trata de calcular presiones Hidrostáticas, e interacciones fluidos-estructura en situaciones dinámicas. La superficie libre del fluido se debe modelar con el eje Z coincidente sobre su superficie.

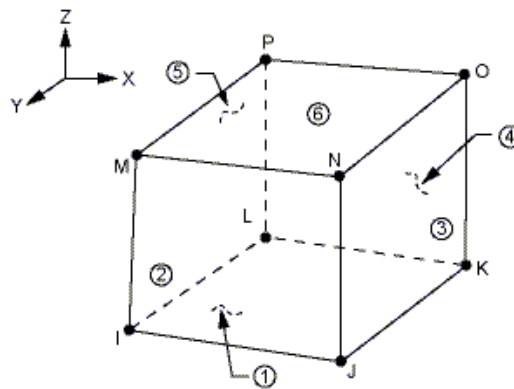


Figura 19. Geometría del elemento FLUID80.

Este elemento tridimensional está definido por ocho nodos, teniendo tres grados de libertad en cada nodo: traslaciones nodales, en x, y, z respectivamente. Además este elemento tiene resortes especiales, que tienden a retardar los movimientos hidrodinámicos ya que en la superficie libre del

fluido, pueden ocurrir grandes movimientos verticales debido a la excitación dinámica. Los movimientos convectivos puros no involucran un cambio de volumen dentro del fluido. El comportamiento físico de estos modos involucra un incremento y decremento de la energía potencial del fluido en la superficie. Además la energía cinética, debido tanto a la velocidad vertical como a la horizontal del fluido, juega un rol importante dentro de esta superficie especial de resortes.

En general, los cambios de presión del fluido, asociados con los modos convectivos, son muy pequeños y, a menudo, son despreciables en los problemas de interacción fluido-estructura, resueltos por el método de elementos finitos. Sin embargo, dentro del modelo de elementos finitos, el comportamiento convectivo puede ser fácilmente incluido, al agregar resortes verticales bajo la primera capa de elementos finitos a partir de la superficie libre. Este efecto ya lo tiene incorporado el software utilizado.

4

Estudio analítico del depósito apoyado sobre el terreno

4. ESTUDIO DEL DEPÓSITO APOYADO SOBRE EL TERRENO.

4.1 DEFINICION DEL PROBLEMA.

Una vez comprendido el modelo de Housner en el que nos basaremos, los tipos de depósitos existentes y la forma de llevar a cabo el modelo en ANSYS, solo nos queda definir el tipo de depósito que estudiaremos. Para comprobar los resultados obtenidos con ANSYS se realizará un cálculo analítico basándonos en el modelo de Housner y en la normativa vigente de diseño sismorresistente, más concretamente, nos guiaremos por la normativa NSCR-02 de construcción sismorresistente vigente en España. Otra norma que seguiremos será la API-650, esta es la normativa americana para el diseño y la fabricación de depósitos de acero.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL DEPÓSITO.

El sistema depósito-fluido seleccionado para el estudio es un depósito cilíndrico de acero para agua potable, con el eje vertical, que se encuentra apoyado sobre el terreno y ubicado en la zona sísmica 1 (Madrid). Las propiedades del depósito y del fluido se resumen en las tablas 1, 2 y 3.

Las dimensiones del depósito a considerar son las que se muestran a continuación:

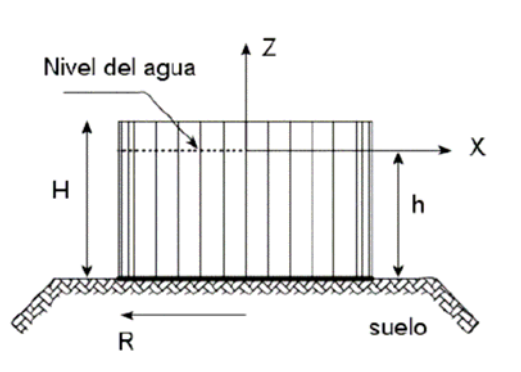


Figura 20. Sistema de coordenadas.

Geometría	Valor
Diámetro	9 m
Altura	3.5 m
Nivel del agua	3 m
Espesor paredes	5 mm
Espesor techo	4 mm
Espesor del suelo	5 mm

Tabla 1. Características geométricas del depósito de relación H/D = 0.4.

Para la construcción del depósito se ha utilizado acero inoxidable AISI 316, ya que éste es comúnmente usado en la fabricación de depósitos de agua. Las propiedades de este material se muestran en la siguiente tabla:

Propiedades Físicas	Valor
Composición	Fe / Cr ₁₈ / Ni ₁₀ / Mo ₃
Densidad	7960 Kg/m ³
Punto de Fusión	1370 – 1400 °C

Tabla 2. Propiedades físicas del acero inoxidable AISI 316.

Propiedades Mecánicas	Valor
Alargamiento	<60 %
Dureza Brinell	160 - 190
Impacto Izod	20-136 J m ⁻¹
Módulo de Elasticidad	190-210 GPa
Resistencia a la Tracción	460-860 MPa
Límite de Fluencia	206 MPa
Coeficiente de Poisson	0.3

Tabla 3. Propiedades mecánicas del acero inoxidable AISI 316.

El depósito se va a diseñar para el almacenamiento de agua. Las características de este fluido son las que se definen a continuación:

Propiedad	Valor
Composición	H ₂ O
Densidad	1000 Kg/m ³
Modulo elasticidad (20°C)	2200 MPa

Tabla 4. Propiedades del fluido a almacenar.

4.3. CÁLCULO ANALÍTICO.

Para el cálculo analítico del depósito nos hemos basado en el modelo simplificado de Housner para la modelización de las masas del fluido que contiene el depósito de agua. El esquema del depósito y de las masas del fluido es el siguiente:

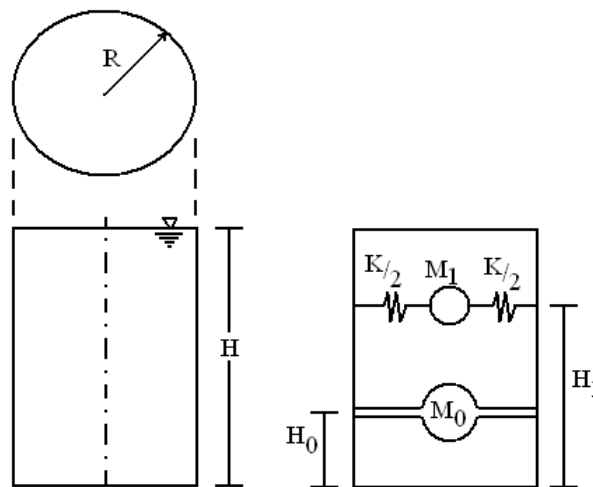


Figura 21. Esquema modelo de Housner.

Donde:

Masa total líquido:

$$W_{LIQ} = \rho_{agua} * Volumen = 1000 \frac{Kg}{m^3} * 3 * \pi * 4,5^2$$

$$W_{LIQ} = 190851,75 Kg$$

Masa asociada al modo impulsivo:

$$W_1 = \frac{\tanh\left(\frac{1.7 * R}{H}\right)}{\frac{1.7 * R}{H}} * M = \frac{\tanh\left(\frac{1.7 * 4.5}{3}\right)}{\frac{1.7 * 4.5}{3}} * 190851,75$$

$$W_1 = 73936.75 Kg$$

Masa asociada al modo convectivo:

$$W_2 = \frac{0.71 * \tanh\left(\frac{1.8 * H}{R}\right)}{\frac{1.8 * H}{R}} * M = \frac{0.71 * \tanh\left(\frac{1.8 * 3}{4.5}\right)}{\frac{1.8 * 3}{4.5}} * 190851,75$$

$$W_2 = 94136,79 Kg$$

La rigidez asociada a la masa impulsiva es:

$$K = \frac{4.75 * g * W_2^2 * H}{W_{LIQ} * R^2} = \frac{4.75 * 9.81 * 94136.79^2 * 3}{190851.75 * 4.5^2}$$

$$K = 320539,43 \text{ N/m}$$

Las alturas efectivas serán:

$$X_1 = 0.38 * H = 0.38 * 3$$

$$X_1 = 1.14 \text{ m}$$

$$X_2 = H \left(1 - 0.21 \frac{W_{LIQ}}{W_2} \left(\frac{R}{H} \right)^2 + 0.55 \frac{R}{H} \sqrt{0.15 \left(\frac{R * W_{LIQ}}{H * W_2} \right)^2 - 1} \right)$$

$$X_2 = 3 \left(1 - 0.21 \frac{190851.75}{94136.79} \left(\frac{4.5}{3} \right)^2 + 0.55 \frac{4.5}{3} \sqrt{0.15 \left(\frac{4.5 * 190851.75}{3 * 94136.79} \right)^2 - 1} \right)$$

$$X_2 = 1.67 \text{ m}$$

4.3.1 Información Sísmica.

De acuerdo con la norma sismorresistente NCSR-02 vigente en España, se obtienen los siguientes parámetros:

4.3.1.1 Aceleración sísmica de cálculo.

La aceleración sísmica, a_c , se define como:

$$a_c = S * \rho * a_b$$

Donde:

- a_b : Valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, que se define en el mapa de peligrosidad sísmica (figura 22).
- ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción. Toma los siguientes valores:
 - construcciones de importancia normal $\rightarrow \rho = 1,0$
 - construcciones de importancia especial $\rightarrow \rho = 1,3$
- S : Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:
 - Para

$$\rho * a_b \leq 0.1 * g \longrightarrow S = \frac{C}{1.25}$$
 - Para

$$0.1 * g \leq \rho * a_b \leq 0.4 * g \longrightarrow S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \left(\rho * \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \left(1 - \frac{C}{1.25} \right)$$
 - Para

$$\rho * a_b \geq 0.4 * g \longrightarrow S = 1$$

siendo:

C: Coeficiente de terreno.

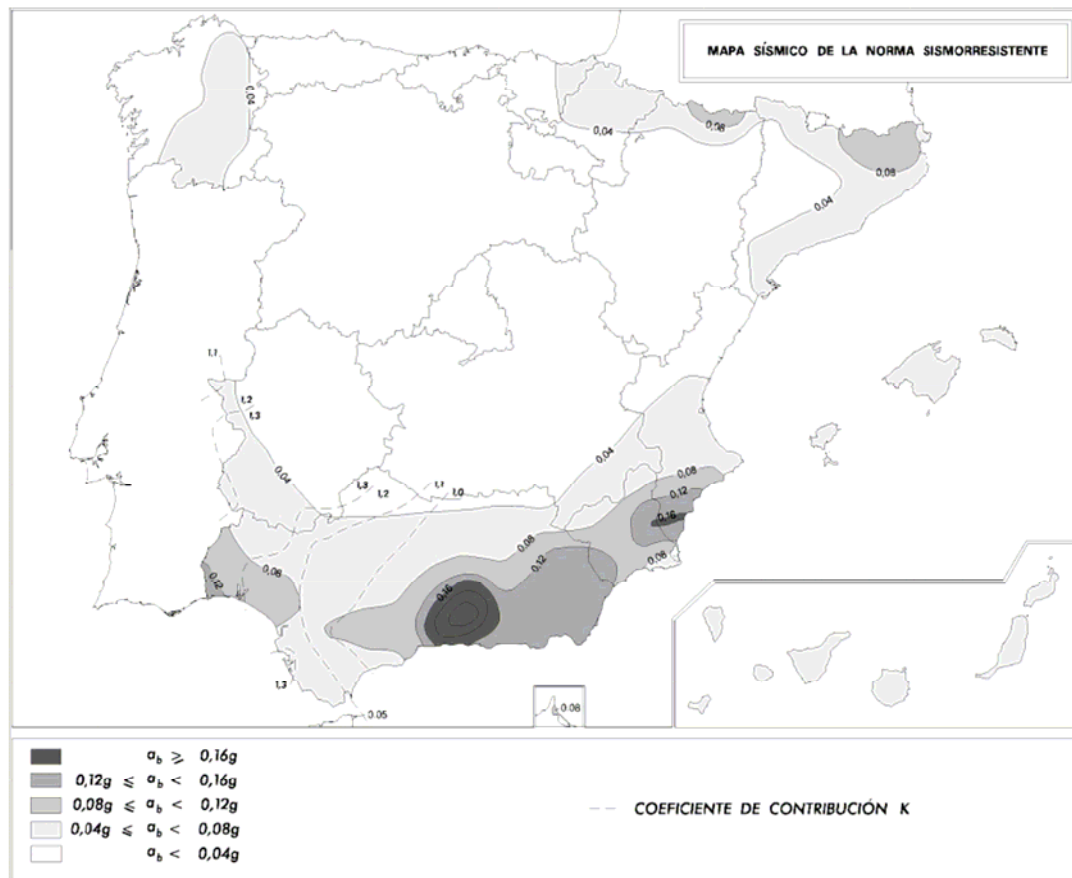


Figura 22. Mapa de peligrosidad sísmica.

4.3.1.2 Clasificación Del Terreno. Coeficiente Del Terreno.

Según la Norma NCSR-02, el tipo de terreno seleccionado es un suelo del tipo II, cuyas características son:

- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400 \text{ m/s}$.

Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Tabla 5. Coeficiente de terreno.

Según lo descrito anteriormente, se obtienen los siguientes valores:

$$\left. \begin{array}{l} a_b = 0.04 * g \rightarrow \text{Madrid} \\ \rho = 1 \rightarrow \text{Importancia norma} \\ \rho * a_b = 0.3924 \leq 0.981 = 0.1 * g \rightarrow S = \frac{C}{1.25} = \frac{1.3}{1.25} = 1.04 \end{array} \right\} a_c = 0.408 \frac{m}{s^2}$$

4.3.1.3 Espectro de respuesta elástica.

La norma establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno (Figura 23), para aceleraciones horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

$$\text{Si } T \leq T_A \quad \alpha(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A}$$

$$\text{Si } T_A \leq T \leq T_B \quad \alpha(T) = 2.5$$

$$\text{Si } T \geq T_B \quad \alpha(T) = K * \frac{C}{T_A}$$

Donde:

$\alpha(T)$: Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.

$K = 1$ (Madrid. Figura 22).

$C = 1.3$ (Coeficiente de suelo).

T_A y T_B son los períodos característicos del espectro de respuesta, de valores:

$$T_A = K * \frac{C}{10} = 0.13$$

$$T_B = K * \frac{C}{2.5} = 0.52$$

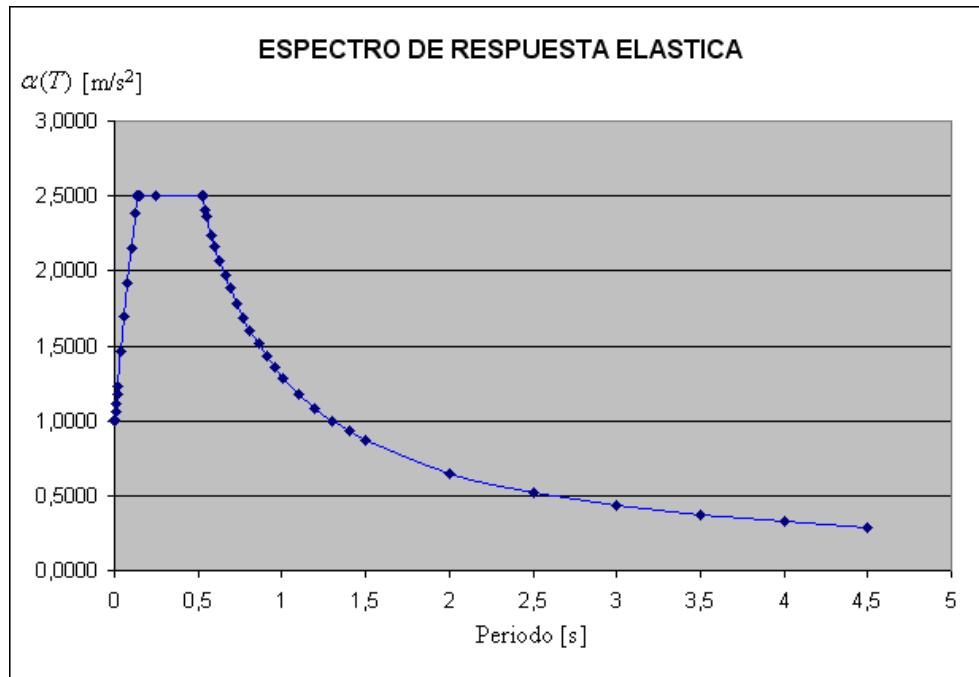


Figura 23. Espectro de respuesta elástica.

4.3.2 Aplicación Del Código API-650.

Para el cálculo de las fuerzas y tensiones producidas por el sismo sobre el depósito, se utilizará la norma API-650 (American Petroleum Institute) que es la normativa americana para depósitos de acero soldado para almacenamiento.

4.3.2.1 Cálculo del corte basal y del momento volcante.

De acuerdo con lo descrito en el código API-650, el corte basal y el momento volcante están dados por:

$$Q = Z * I (C_1 * W_s + C_1 * W_R + C_1 * W_1 + C_2 * W_2)$$

$$M = Z * I (C_1 * W_s * X_s + C_1 * W_R * H_T + C_1 * W_1 * X_1 + C_2 * W_2 * X_2)$$

Donde:

Q : Corte Basal.

M : Momento Volcante.

Z : Factor de zona sísmica. (factor de la aceleración sísmica Horizontal).

I : Factor de Importancia que puede ser tomado como 1,0 a no ser que se especifique otra cosa. En todo caso, el valor de I , no debe ser superior a 1,25 y este valor sólo debe aplicarse a depósitos estratégicos en caso de terremotos.

C_1, C_2 : Coeficientes sísmicos de masas impulsivas y convectivas respectivamente.

W_s : Peso total de las paredes del depósito.

X_s : Distancia del fondo del depósito al centro de gravedad del depósito.

W_R : Peso total del techo (Planchas, vigas, etc.).

W_T : Peso del fluido.

H_T : Distancia del fondo del depósito al centro de gravedad del techo.

W_1 : Peso impulsivo.

X_1 : Distancia desde el fondo del depósito al centro de acción de la fuerza sísmica aplicada sobre W_1 .

W_2 : Peso Convectivo (Modo fundamental).

X_2 : Distancia desde el fondo del depósito al centro de acción de la fuerza sísmica aplicada sobre W_2 .

D : Diámetro nominal del depósito.

H : Altura del Fluido.

Los valores de W_{LIQ} , W_1 , W_2 , X_1 y X_2 se calcularon anteriormente y sus valores son:

$$W_{LIQ} = W_T = 190851,75 \text{ Kg}$$

$$W_1 = 73936,75 \text{ Kg}$$

$$W_2 = 94136,79 \text{ Kg}$$

$$X_1 = 1,14 \text{ m}$$

$$X_2 = 1,67 \text{ m}$$

Peso de las paredes del depósito:

$$W_S = 2\pi R * H_{DEP} * t_{PAREDES} * \rho_{ACERO} = 2 * \pi * 4.5 * 3.5 * 5e-3 * 7960$$

$$W_S = 3938.61 \text{ Kg}$$

Peso total del techo del depósito

$$W_R = \pi R^2 * t_{TECHO} * \rho_{TECHO} + G_{VIGAS} * N_{VIGAS} * L_{VIGAS} = \pi * 4.5^2 * 4e-3 * 7960 + 26.2 * 8 * 4.5$$

$$W_R = 2968.77 \text{ Kg}$$

Para el cálculo de los coeficientes sísmicos de las masas impulsiva y convectiva, se utilizó la normativa NCh2369, es la normativa para el diseño sísmico de estructuras.

De la tabla 5.6 obtenemos el valor del factor de modificación de respuesta $R \rightarrow$ sistema 7.3, depósito de acero de eje vertical con manto continuo hasta el suelo:

$$R = 4$$

De la tabla 5.5 se obtiene la razón de amortiguamiento $\xi \rightarrow$ manto de acero soldado:

$$\xi = 0.02$$

Con el valor de R y ξ , el valor del coeficiente sísmico C_1 dado por la tabla 5.7 es:

$$C_1 = 0.32$$

Para obtener el coeficiente sísmico C_2 la norma nos dice que su valor es:

$$C_2 = \frac{2.75 * A_0}{g * R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.4}$$

Donde:

A_0 es la aceleración efectiva máxima $\rightarrow A_0 = 0.04g$

R es el factor de modificación de respuesta $\rightarrow R = 4$

T' y n son parámetros relativos al tipo de suelo, según la tabla 5.3 para un suelo del tipo II (ya seleccionado anteriormente) $\rightarrow T' = 0.35s$ y $n = 1.33$

T^* Es el periodo fundamental de vibración.

ξ es la razón de amortiguamiento definida anteriormente $\rightarrow \xi = 0.02$

$$C_2 = \frac{2.75 * 0.04g}{g * 4} \left(\frac{0.35}{3.42} \right)^{1.33} \left(\frac{0.05}{0.02} \right)^{0.4} = 4.91e-3$$

Según el apartado 11.8.8 el valor de C_2 nunca debe ser menor que:

$$0.10 \frac{A_0}{g} = 0.10 * 0.04 \frac{g}{g} = 0.004$$

Por lo tanto:

$$C_2 = 0.004$$

Con todos los valores calculados y reemplazados en las formulas del corte basal y el momento volcante se obtiene:

$$Q = 0.04 * 1(0.32 * 3938.61 + 0.32 * 2968.77 + 0.32 * 73936.75 + 0.004 * 94136.79)$$

$$Q = 1049.87 \text{ Kg}$$

$$M = 0.04 * 1 \left(0.32 * 3938.6 * \frac{3.5}{2} + 0.32 * 2968.7 * 3.5 + 0.32 * 73936.7 * 1.14 + 0.004 * 94136.7 * 1.67 \right)$$

$$M = 1325.2 \text{ Kg} * m$$

4.3.2.2 Resistencia al volcamiento

Según la API-650:

En unidades del SI:

$$w_L = 99 * t_b \sqrt{F_{by} * G * H} \text{ N/m}$$

Sin embargo, no debe exceder del valor $196 * G * H * D$

Donde:

w_L = peso máximo del contenido del depósito que puede ser usado para resistir el momento de vuelco, en N / m.

t_B = espesor de la placa de fondo en el depósito, en mm.

F_{BY} = límite de fluencia del acero, MPa.

G = gravedad de diseño específico del líquido almacenado.

H = nivel de diseño máximo de líquido, en m.

D = diámetro nominal del depósito, en m.

$$w_L = 99 * 5 \sqrt{206 * 1 * 3} = 12305.5 \text{ N/m}$$

$$196 * G * H * D = 5292 \text{ N/m}$$

Entonces:

$$w_L = 5292 \text{ N/m}$$

El efecto estabilizante de la estructura esta dado por:

$$w_t = \frac{W_s + k * W_R}{\pi D} = \frac{38598.4 + 0.63 * 29093.9}{\pi * 9}$$

$$w_t = 2013.4 \text{ N/m}$$

Donde el valor de k se obtiene de la Figura E-4 de la norma API-650 →

$$k = 0.63$$

El factor de volcamiento esta dado por

$$F = \frac{M}{D^2 (w_L + w_t)} = \frac{1325.2}{9^2 (540 + 205.45)} = 0.022$$

El código especifica que el depósito es estructuralmente inestable cuando el factor de volcamiento es mayor que 1.57, luego no hay necesidad de anclar el

depósito, pero conservadoramente se anclará de igual forma, para mayor seguridad.

4.3.2.3 Tensión Compresión

Para depósitos anclados, la norma especifica que la máxima fuerza de compresión en el fondo del depósito es:

$$b = w_t + \frac{1.273 * M}{D^2} = 2013.4 + \frac{1.273 * 12986.96}{9^2} = 2217.5 \text{ N/m}$$

La máxima tensión de compresión generada por el sismo es:

$$\sigma = \frac{b}{12 * t} = \frac{226.28}{12 * 5}$$

$$\sigma = 3.77 \text{ Kg/cm}^2$$

La tensión máxima admisible de compresión F_a , según la norma API-650, se determina como sigue:

$$F_a = \frac{83 * t}{D} \quad \text{Si } \frac{G * H * D^2}{t^2} \geq 44$$

$$F_a = \frac{83 * t}{2.5D} + 7.5\sqrt{G * H} \quad \text{Si } \frac{G * H * D^2}{t^2} < 44$$

Sin embargo, F_a no deberá ser mayor que:

$$F_a \leq 0.5F_{ty}$$

Donde:

G = gravedad de diseño específico del líquido almacenado.

H = nivel de diseño máximo de líquido, m.

D = diámetro nominal del depósito.

t = espesor de la capa inferior, con exclusión de cualquier la tolerancia de corrosión, en mm.

F_a = máximo admisible de compresión longitudinal en el depósito, en MPa.

F_{ty} = límite elástico mínimo especificado, en MPa.

$$\frac{G * H * D^2}{t^2} = \frac{1 * 3 * 9^2}{5^2} = 9.72 < 44 \text{ entonces:}$$

$$F_a = \frac{83 * t}{2.5D} + 7.5\sqrt{G * H} = \frac{83 * 5}{2.5 * 9} + 7.5\sqrt{1 * 9}$$

$$F_a = 31.43MPa$$

Comprobamos que la tensión de compresión vertical que aparece en las paredes del depósito no supera el valor máximo admisible:

$$\sigma = 3.77 \frac{Kg}{cm^2} < F_a = 31.4MPa = 320 \frac{Kg}{cm^2}$$

La pared del depósito resiste las tensiones de compresión generadas por un sismo.

4.4 MODELO NUMERICO.

Para la modelización del depósito con ANSYS, se han utilizado los tipos de elementos y las hipótesis descritas en el capítulo 3. A continuación se muestran una serie de imágenes capturadas de la interfaz del programa ANSYS que representan el depósito y las fases de mallado del mismo.

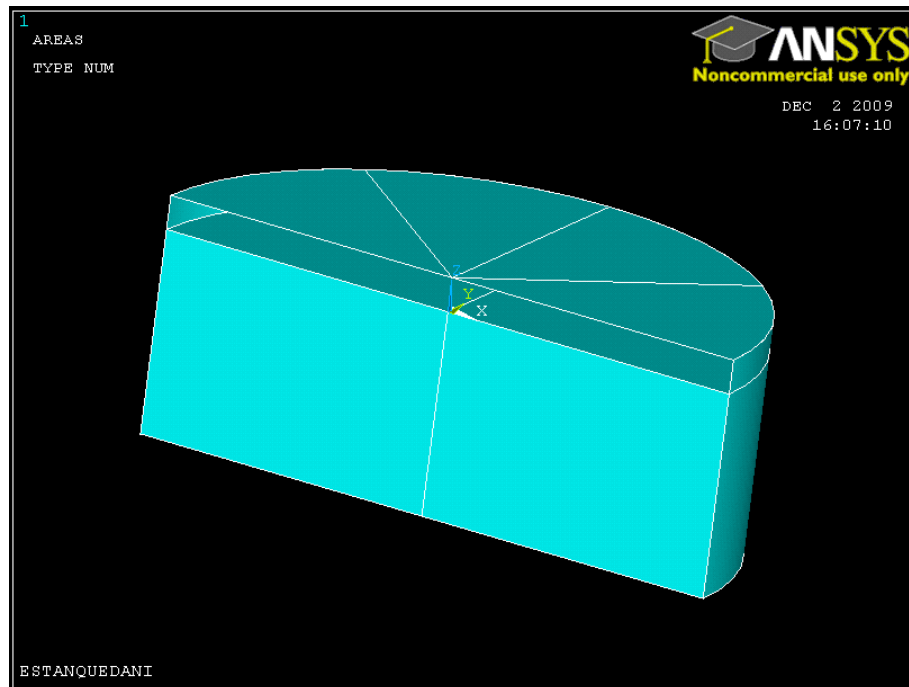


Figura 24. Representación del depósito.

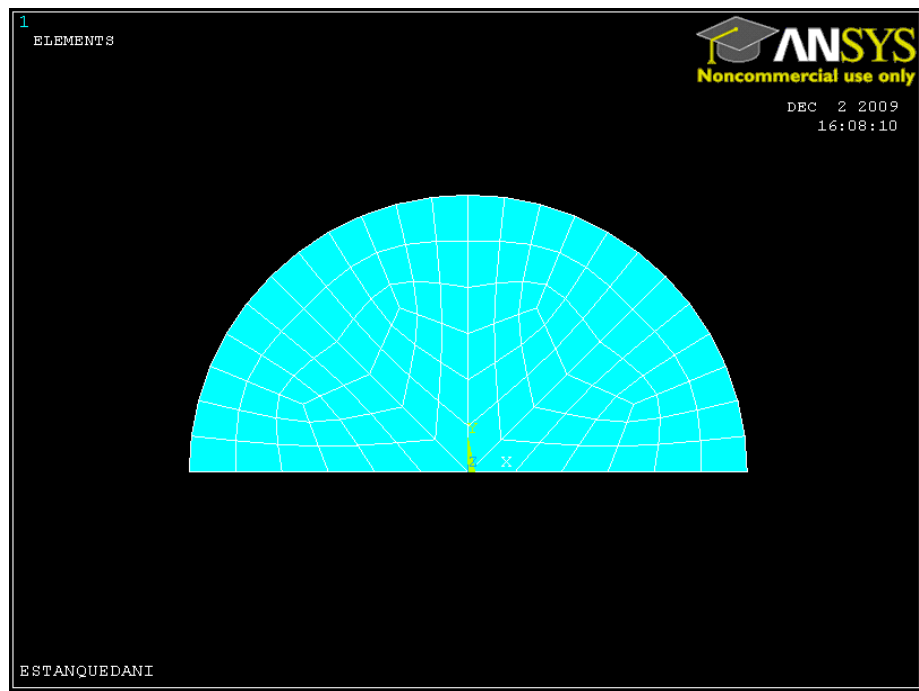


Figura 25. Mallado del techo.



Figura 26. Mallado del fondo.

La diferencia entre el mallado del techo y del fondo se debe a que en el techo del depósito se han colocado una serie de vigas en disposición radial, por lo que las áreas que conforman el techo son diferentes y por lo tanto su mallado también lo será.

- Sistema de vigas del techo.

Se ha diseñado el depósito con la colocación de vigas en el techo, en disposición radial, las vigas seleccionadas son unas IPE 220, de acero S235J0 según la norma UNE EN 10025 relativa a perfiles de construcción.

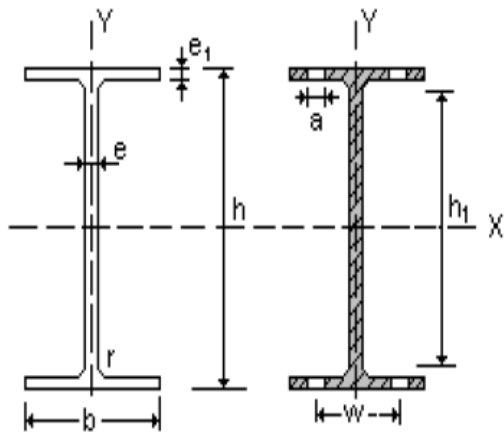


Figura 27. Perfil viga IPE.

Parámetro	Valor
Tensión límite elástico f_y (N/mm ²)	235 ($t < 16$ mm)
H	220 mm
B	110 mm
e1	9.2 mm
E	5.9 mm
I_x	2772e4 mm ⁴
I_y	204.9e4 mm ⁴

Tabla 6. Parámetros viga IPE 220.

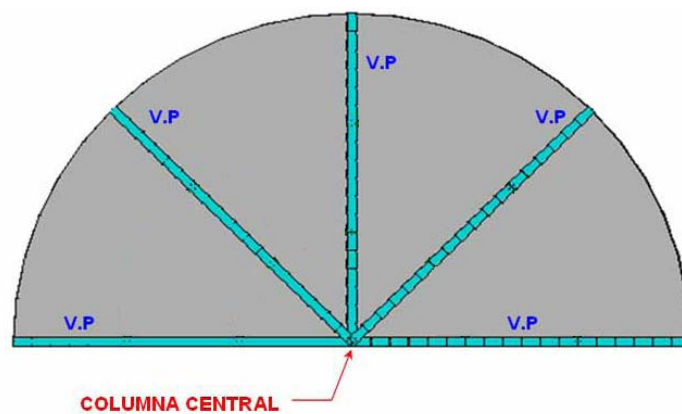


Figura 28. Sistema de vigas del techo.

La columna central se ha considerado como un solo nodo de apoyo.

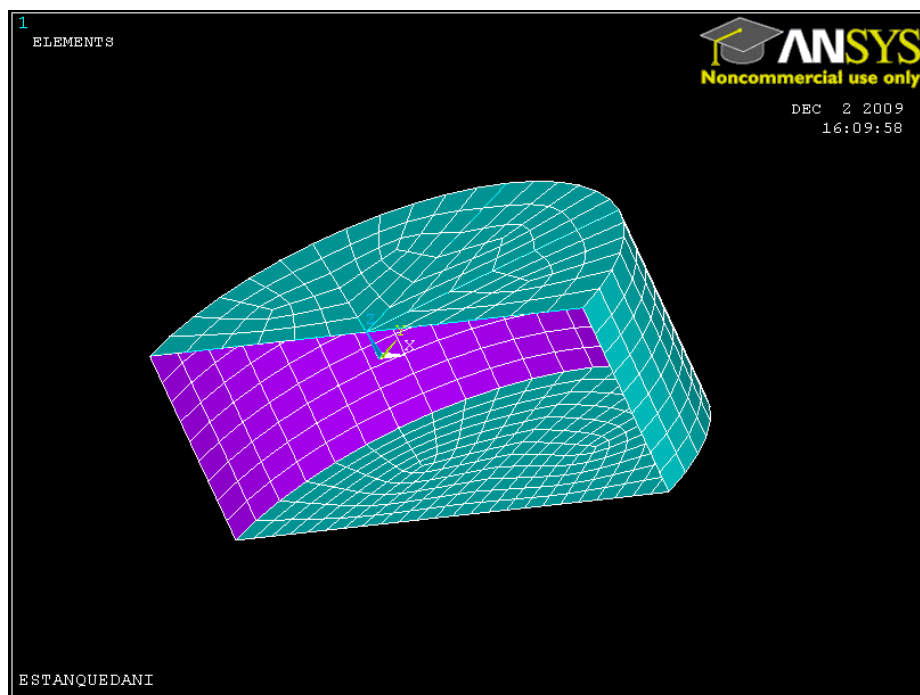


Figura 29. Mallado de la estructura del depósito.

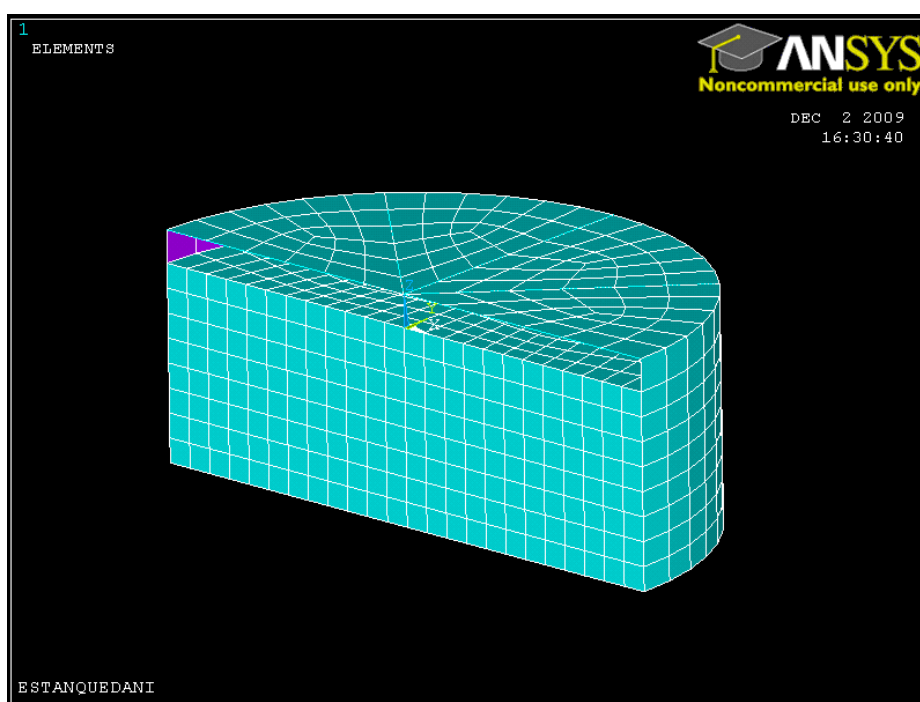


Figura 30. Mallado del depósito y el fluido.

4.4.1 Análisis estático.

En un primer momento, se ha realizado un análisis estático de la estructura, teniendo en cuenta la acción de la gravedad y de la presión del líquido sobre las paredes del depósito.

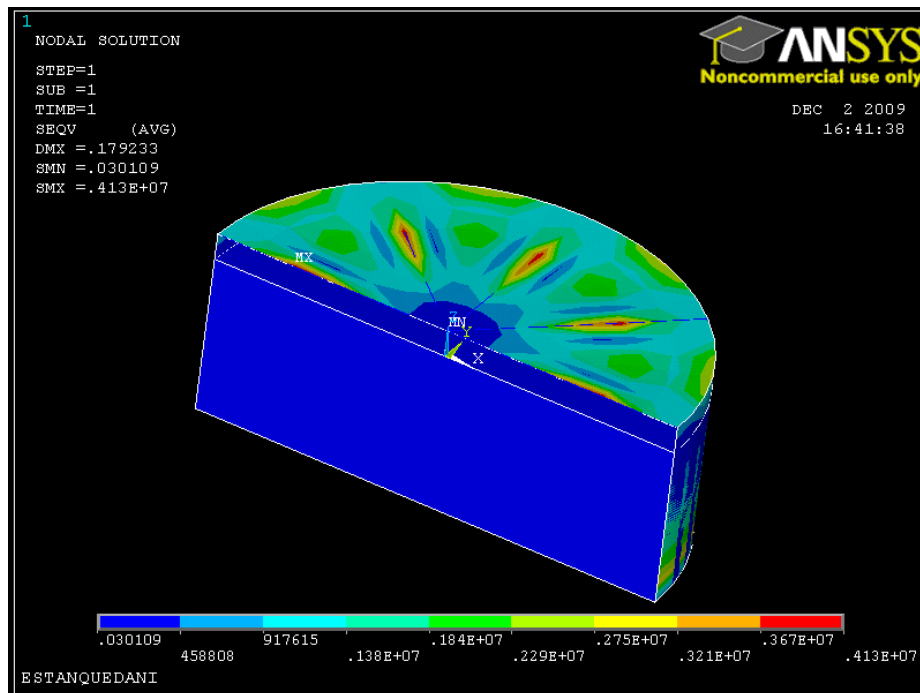


Figura 31. Análisis estático del depósito. Tensión de Von Mises.

Se ha comprobado mediante el criterio de plastificación de Von Mises, que las vigas de la estructura del techo resisten los esfuerzos provocados por la presión del agua y del peso de las planchas del techo, con un factor de seguridad de 5.8, y que, además los desplazamientos ocasionados por dicho sistema de fuerzas fuesen admisibles (dichos desplazamientos son del orden de milímetros).

Las tensiones generadas en un elemento diferencial de la pared del estanque se representan en la figura 32:

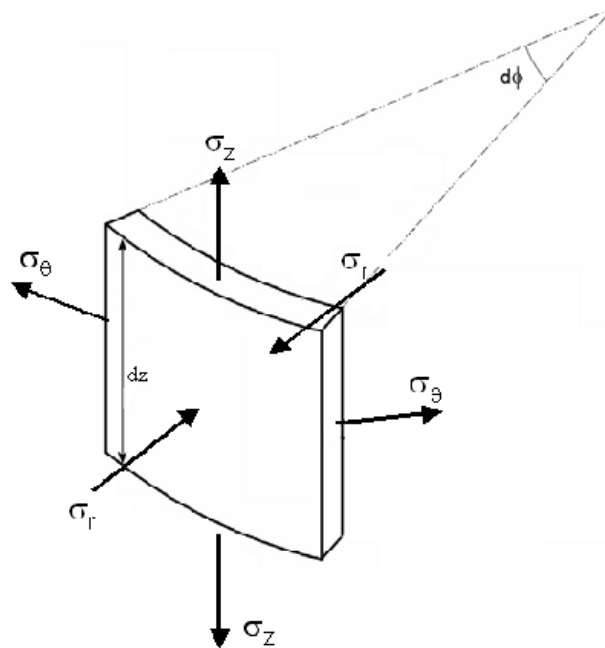


Figura 32. Representación de un elemento diferencial del depósito.

De aquí en adelante la tensión σ_θ se la llamara tensión de tracción anular, esta tensión es la que provocara si se supera el límite elástico del material la rotura del depósito. A la tensión σ_z la llamaremos tensión de compresión vertical y la tensión σ_r , en dirección radial, al tratarse de un depósito de paredes delgadas se puede suponer que es nula, se comprobó en el análisis estático que su valor es despreciable y casi nulo.

Los valores obtenidos de tensiones después de realizar el análisis estático son los que se muestran a continuación:

	σ_θ Tracción anular	σ_z Compresión vertical	σ_{VM} Tensión Von Mises	σ_r radial
Valor (Kg/cm ²)	252	258	275	0

Tabla 7. Tensiones obtenidas en el análisis estático.

Estos valores se sumarán a los obtenidos en el análisis espectral (los generados por el sismo) para comprobar si los valores de tensiones son superiores al límite elástico del material y por lo tanto si el depósito va a romper

o por el contrario si son menores y cual es el coeficiente de seguridad que tendremos para la estructura.

4.4.2 Solución modal.

Es muy importante usar el análisis modal, para determinar las características de vibración del sistema depósito-fluido (frecuencias naturales, formas modales, etc.). El análisis modal también puede ser un punto de comienzo para un análisis más detallado, tales como un análisis espectral o un análisis tiempo-historia, en la siguiente tabla se muestran los modos de vibración obtenidos al realizar el análisis modal, la frecuencia correspondiente a cada uno, el factor de participación, la masa efectiva y el % de masa acumulada, que es el porcentaje de masa que interviene en cada modo de vibración.

	Modo	Frec. (s ⁻¹)	Periodo (s)	Factor Participación	Masa Efectiva	% Masa Acumulada
Primer modo convectivo (fluido solo)	1	0,289	3,465	-69,956	4893,78	55,39
	2	0,396	2,5261	-0.11e-05	0.1319e-11	55,39

Segundo modo convectivo (fluido solo)	6	0,527	1,898	13,049	170,286	57,34

Tercer modo convectivo (fluido solo)	13	0,649	1,541	6,131	37,595	57,77

Cuarto modo convectivo (fluido solo)
	23	0,749	1,336	-3,347	11,199	57,92

Primer modo impulsivo (fluido mas depósito)	277	20.945	0,0477	59,799	3575,95	98,76

Segundo modo impulsivo (fluido mas depósito)	305	36,197	0,0276	6,563	43,078	99,25

Tercer modo impulsivo (fluido mas depósito)	337	45,339	0,022	-2,196	4,823	99,3

Tabla 8. Distribución de la masa efectiva.

Inspeccionando la tabla 8 se puede concluir, por ejemplo, que el modo 1 corresponde a la primera forma modal del fluido sólo (primer modo convectivo), el modo 6 corresponde a la segunda forma modal del fluido sólo (segundo modo convectivo), en cambio, el modo 277 corresponde a la primera forma modal del sistema depósito-fluido.

Esto se puede concluir debido a la distribución de los porcentajes de masa en todo el listado de los modos generados, y a la inspección de la animación para cada una de las formas modales, haciendo uso de las herramientas graficas que entrega ANSYS.

Según los valores para los periodos obtenidos para cada modo de vibración y comparando estos con los periodos pico en el espectro de respuesta dado por la norma, se puede concluir que el modo predominante de vibración será un modo del fluido solo, por lo que se vería durante el sismo el agua vibrar según este modo.

4.4.2.1 Formas Modales Del Fluido.

Las principales frecuencias y periodos naturales del fluido se resumen en la tabla 10. Para modelos con un menor refinamiento de la malla de elementos finitos, se podrían llegar a observar grandes discrepancias entre los valores de elementos finitos y lo que indican los resultados de la teoría lineal. El modo fundamental del fluido, está gobernado principalmente por el primer modo convectivo. Sin embargo, la presión convectiva asociada con los primeros modos, decae rápidamente, puesto que éstos contribuyen con menos del 2% de la masa total.

Periodo de vibración para el j-esimo modo de vibración del fluido:

$$T_j = \frac{2\pi}{\sqrt{\lambda_j \left(\frac{g}{R} \right) \tanh \left(\frac{\lambda_j * H}{R} \right)}}$$

Donde:

λ_j son las raíces de la función J_1' , donde J_1 es la función de Bessel de primera especie. Los primeros cuatro valores de λ son:

j	1	2	3	4
λ_j	1.84119	5.33145	8.53633	11.706

Tabla 9. Raíces de la función J_1' .

En la tabla siguiente aparecen los periodos de los cuatro primeros modos para el modelo de depósito analizado, evaluados con el software ANSYS y con la fórmula anterior de la Teoría Elástica:

Modo	ANSYS (s)	Teoría Elástica (s)
1	3.4631	3.42
2	1.8942	1.844
3	1.5413	1.4565
4	1.3356	1.2438

Tabla 10. Periodos de vibración del fluido.

A continuación se muestran las imágenes de los 4 primeros modos de vibración para el fluido y su correspondiente modo en el análisis.

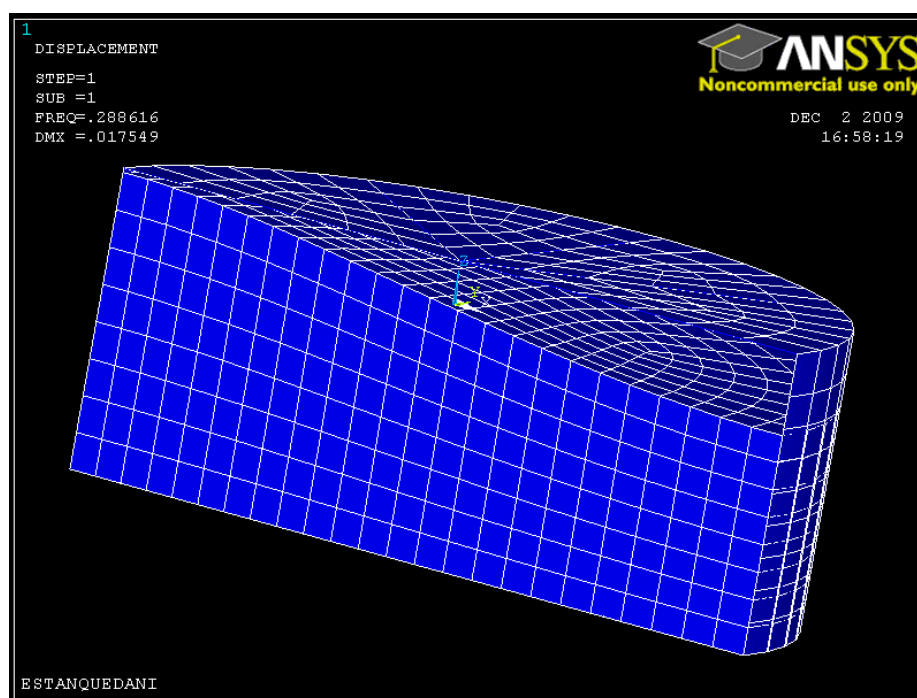


Figura 33. Primer modo convectivo del fluido (modo 1 del análisis).

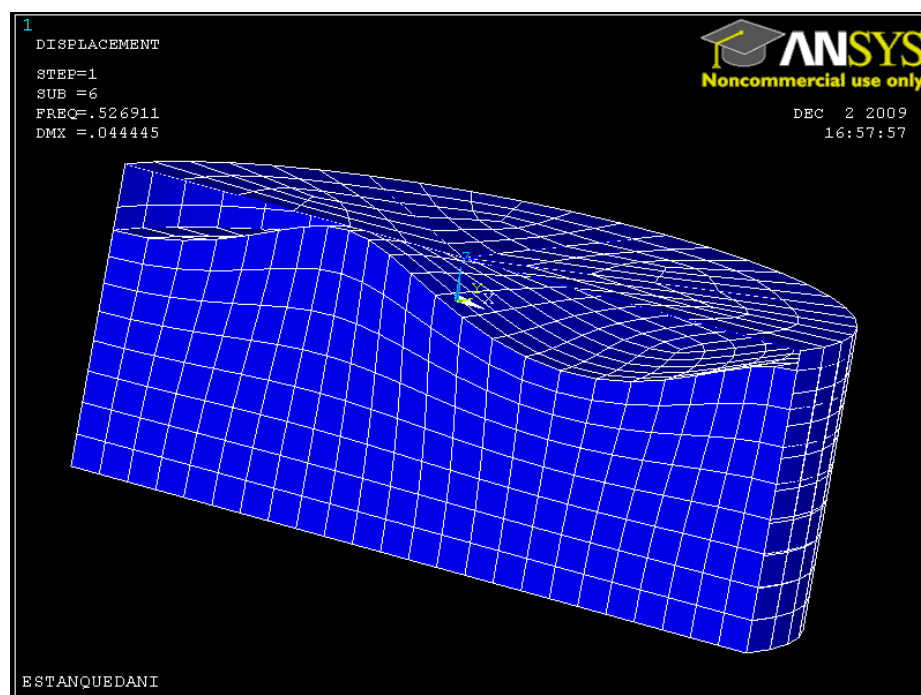


Figura 34. Segundo modo convectivo del fluido (modo 6 del análisis).

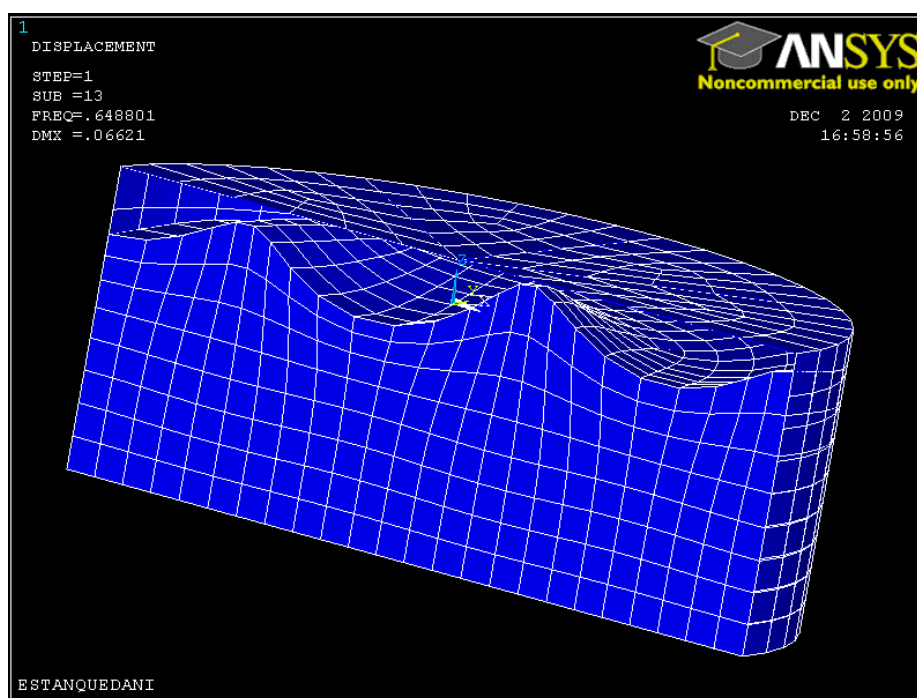


Figura 35. Tercer modo convectivo del fluido (modo 13 del análisis).

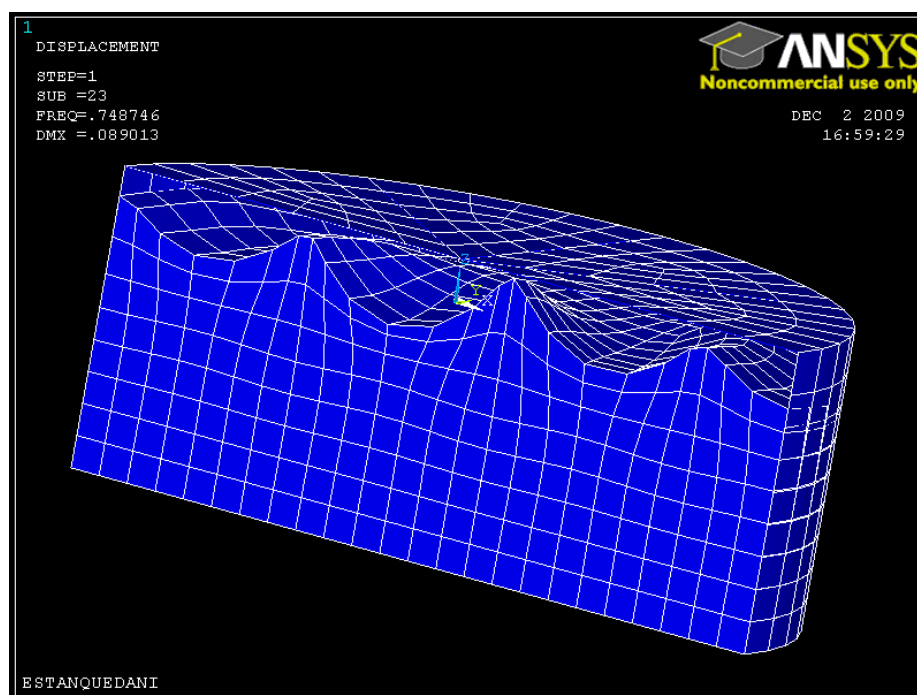


Figura 36. Cuarto modo convectivo del fluido (modo 23 del análisis).

4.4.2.2 Formas modales del depósito mas el fluido.

El comportamiento del depósito de paredes delgadas, es diferente al del depósito con paredes rígidas. La flexibilidad se ve reflejada en un movimiento de las paredes, la cual es diferente al movimiento del suelo, lo que produce un cambio significativo en la presión hidrodinámica.

Los resultados para las formas modales del sistema depósito-fluido, que se obtienen a continuación, se resumen en la tabla 11.

Las frecuencias son sensibles a la rigidez de las paredes del depósito, como también a la presencia del techo, las vigas y una columna central.

Frecuencia fundamental del sistema Depósito-Líquido.

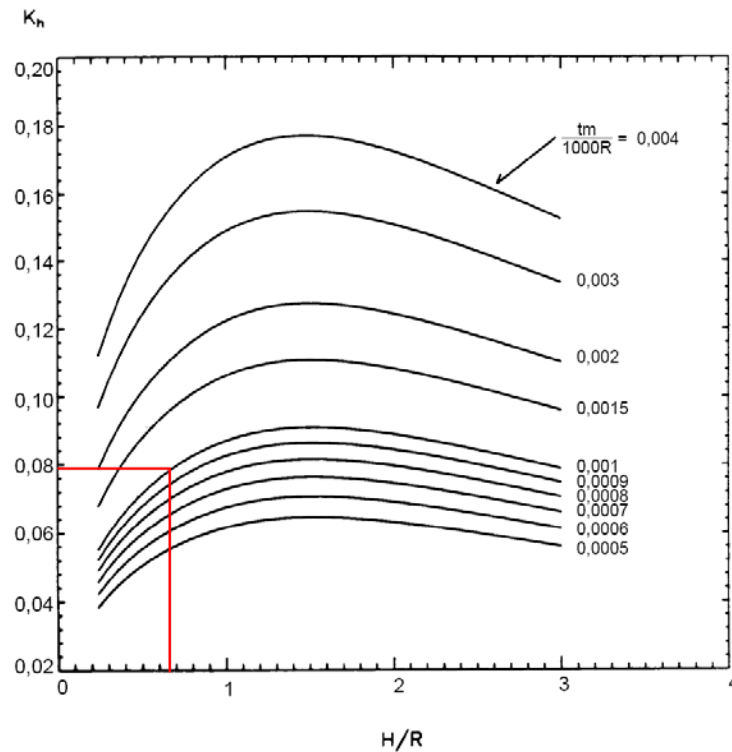
La implementación del procedimiento de análisis para depósitos flexibles, requiere conocer la frecuencia natural fundamental del sistema depósito-líquido, f_0 . Ésta corresponde a la menor frecuencia asociada a los modos naturales de vibrar, para la cual todos los desplazamientos y fuerzas varían con el $\cos \theta$ en la dirección circunferencial.

La frecuencia natural fundamental, f_0 , puede ser expresada como:

$$f_0 = \frac{K_h}{2\pi} \frac{1}{H} \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Donde:

K_h es una constante, que se determina a través de la relación H/R y de $t / (1000 \cdot R)$, mediante la grafica siguiente:

Figura 37. Coeficiente K_h .

H es la altura del fluido.

E es el modulo de elasticidad del acero.

ρ es la densidad del fluido.

Según lo anterior:

$$f_0 = \frac{K_h}{2\pi} \frac{1}{H} \sqrt{\frac{E}{\rho}} = \frac{0.079}{2\pi} \frac{1}{3} \sqrt{\frac{190 \cdot 10^9}{9.81 \cdot 1000}}$$

$$f_0 = 18.44 s^{-1}$$

Cuando la masa del techo es importante, la frecuencia natural del sistema depósito-líquido con techo, f_0 puede determinarse aproximadamente por una expresión como la siguiente:

$$\frac{1}{(f'_0)^2} = \frac{1}{f_0^2} + \frac{1}{(f'_F)^2} + \frac{1}{(f'_S)^2}$$

Donde f_0 es la frecuencia fundamental del sistema depósito-líquido sin techo y f'_F y f'_S son las frecuencias naturales para un depósito vacío de las mismas dimensiones que sólo posee una masa W_{te} en el techo.

Específicamente, f'_F representa la frecuencia natural del depósito suponiendo que se comporta como una viga cantilever deformable por flexión y f'_S es la frecuencia suponiendo que el depósito se comporta como una viga cantilever deformable por corte. Estos valores están dados por:

$$f'_F = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_F}{W_{te}}}$$

$$f'_S = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_S}{W_{te}}}$$

Donde K_F y K_S son las rigideces de la viga a flexión y corte respectivamente y para un depósito de espesor de paredes uniforme t , están dadas por:

$$K_F = 3\pi \left(\frac{R}{H} \right)^3 E * t = 3\pi \left(\frac{4.5}{3} \right)^3 190e9 * 5e-3$$

$$K_F = 3e10 \text{ Kg/s}^2$$

$$K_S = \frac{\pi}{2(1+\nu)} \frac{R * E * t}{H} = \frac{\pi}{2(1+0.3)} \frac{4.5 * 190e9 * 5e-3}{3}$$

$$K_F = 1.72e9 \text{ Kg/s}^2$$

W_{te} es la masa del techo:

$$W_{te} = \pi R^2 * t_{techo} * \rho_{acero} = \pi * 4.5^2 * 7960 = 2025.57 \text{ kg}$$

Entonces :

$$f'_F = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_F}{W_{te}}} = 505.9 \text{ s}^{-1}$$

$$f'_S = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_S}{W_{te}}} = 121.14 \text{ s}^{-1}$$

Introduciendo estos valores en la formula para obtener la frecuencia de vibración y teniendo en cuenta el efecto del techo obtenemos que:

$$f_0' = 18.21s^{-1}$$

Comparándola con la obtenida mediante ANSYS:

MODOS	Periodo (s)		Frecuencia (s ⁻¹)	
	ANSYS	Teoría	ANSYS	Teoría
1	0.047	0.054	20.9	18.2

Tabla 11. Periodo y frecuencia fundamental de vibración del sistema depósito-fluido.

A continuación se muestran las imágenes correspondientes a los modos de vibración del sistema depósito-fluido:

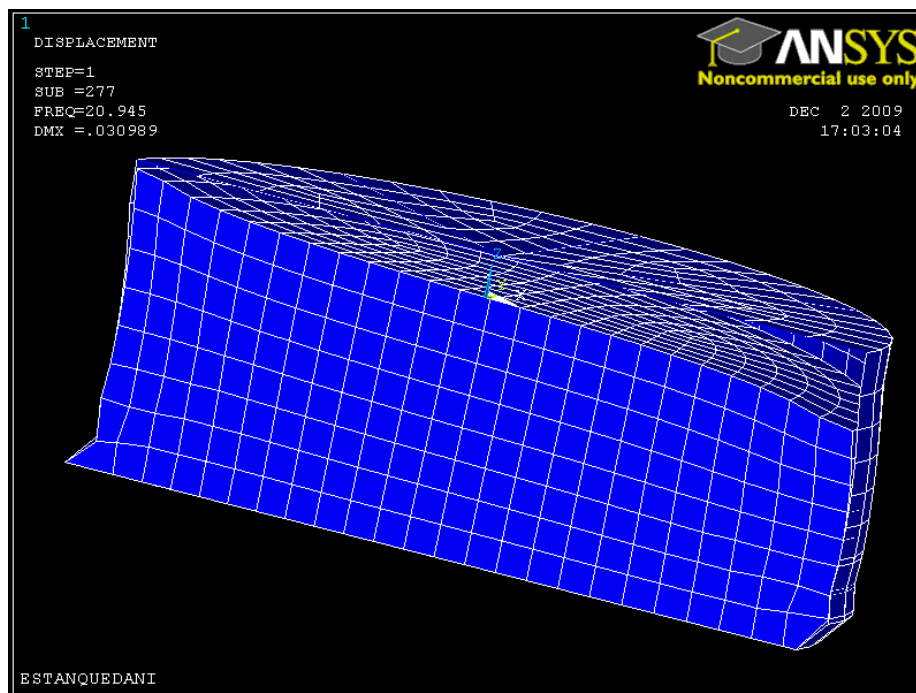


Figura 38. Primer modo del sistema depósito – fluido (modo 277 del análisis).

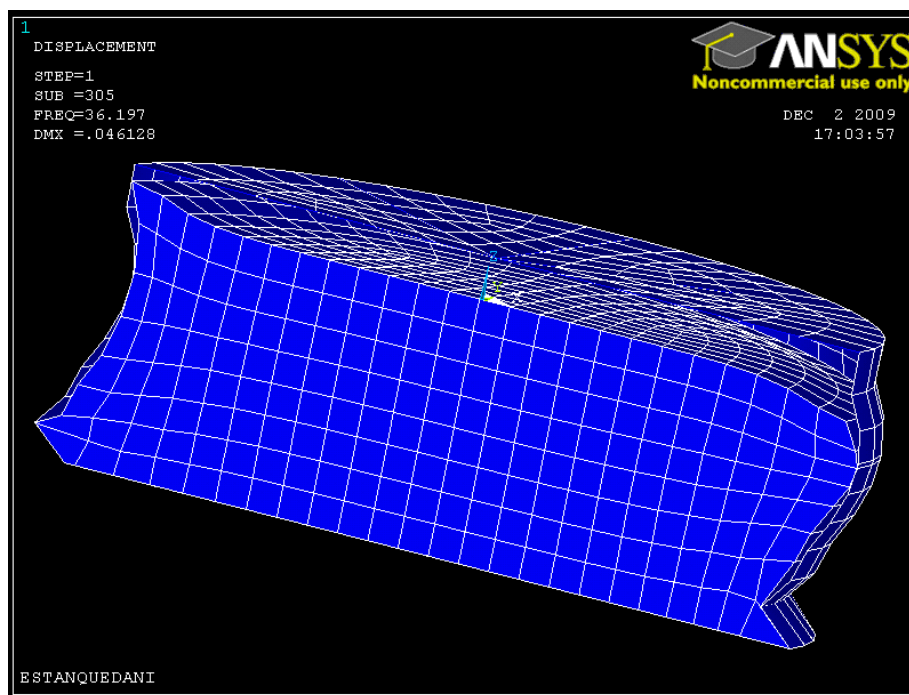


Figura 39. Segundo modo del sistema depósito – fluido (modo 305 del análisis).

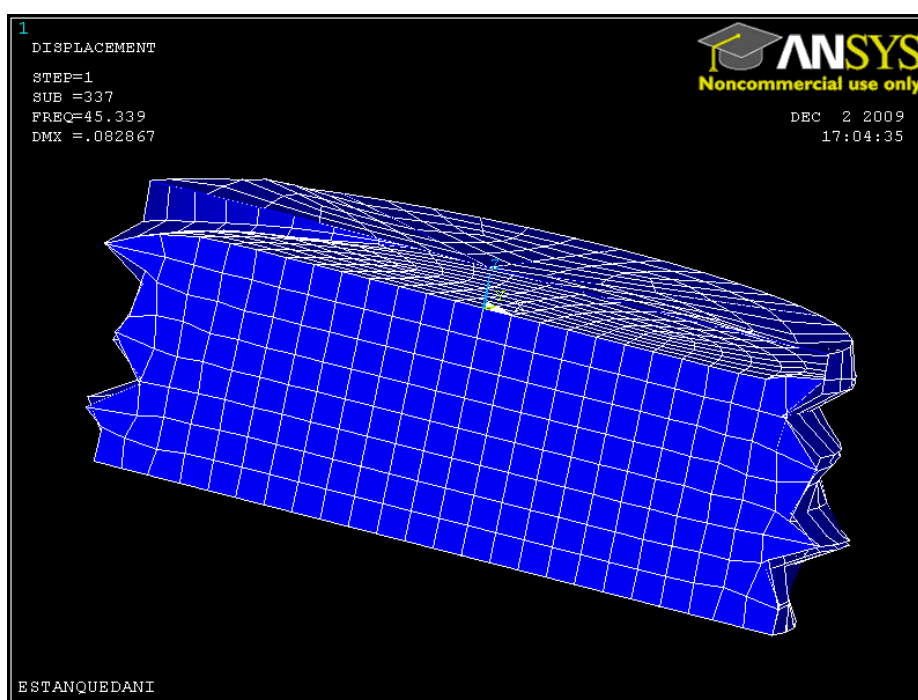


Figura 40. Tercer modo del sistema depósito – fluido (modo 337 del análisis).

4.4.3 Análisis espectral.

Como parte de este estudio se ha realizado un análisis modal espectral, suponiendo que el depósito estaría emplazado en la ciudad de Madrid, sobre un suelo de tipo II, ya descrito anteriormente. El espectro de respuesta elástica se ha diseñado acorde a lo establecido en la norma española NCSE-02.

Los resultados del modelo de elementos finitos usando ANSYS, corresponden a la superposición modal de los 600 modos considerados mediante el método CQC.

A continuación se muestran los resultados obtenidos en el análisis espectral:

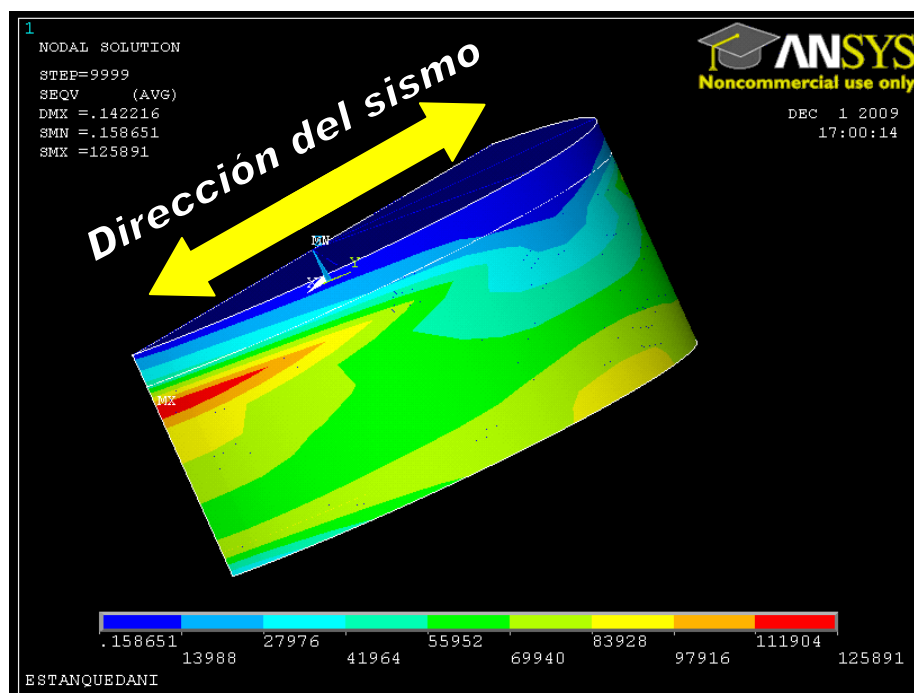


Figura 41. Tensión de Von Mises en el contorno del depósito.

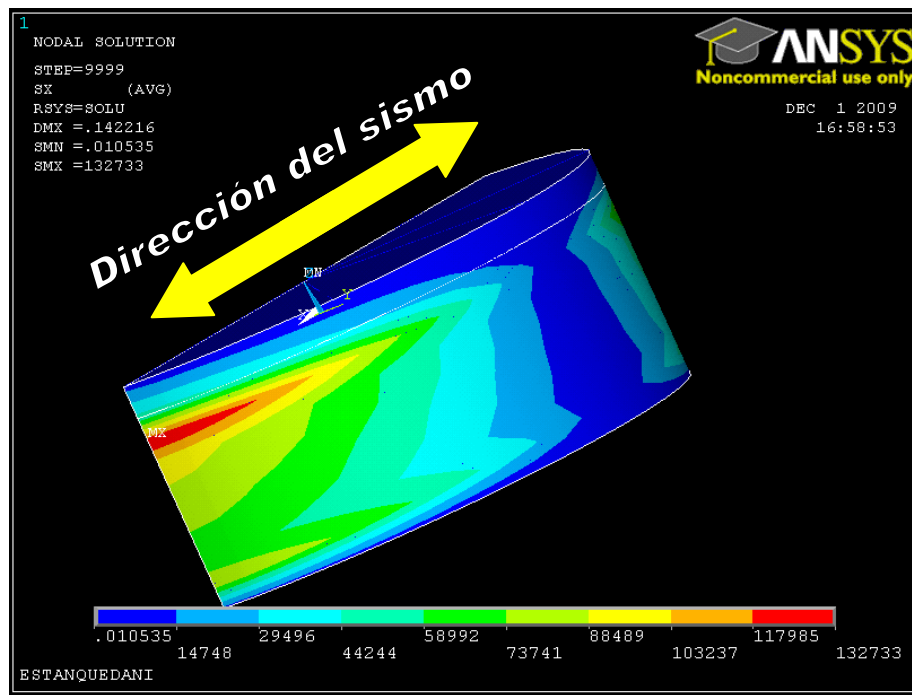


Figura 42. Tensión de Tracción Anular en el contorno del depósito.

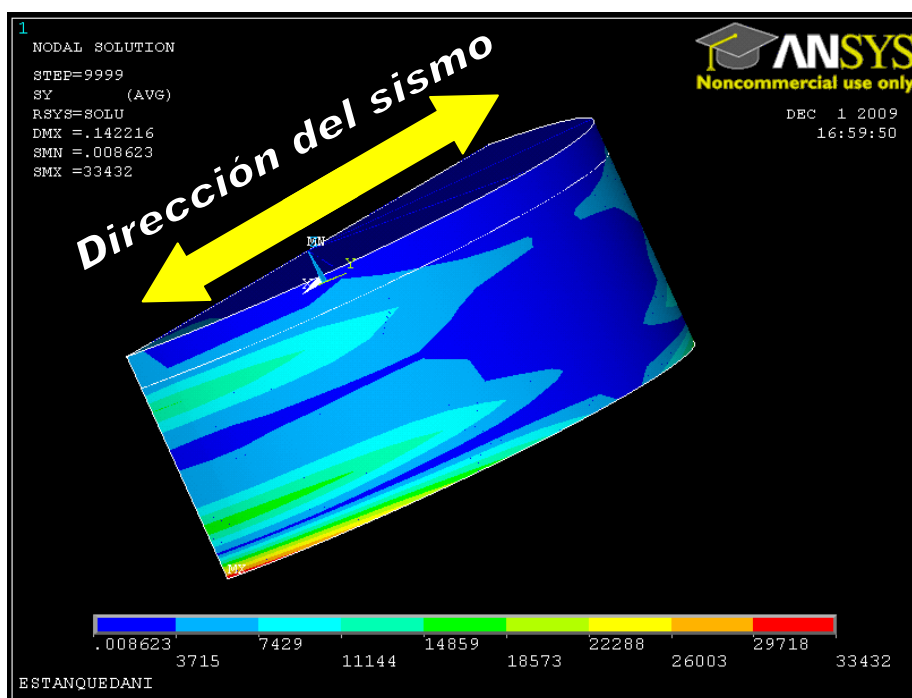


Figura 43. Tensión de Compresión Vertical en el contorno del depósito.

Los desplazamientos máximos, en la dirección del sismo, observados en la estructura son de 1 cm. Este valor es asumible comparado con el diámetro y la altura del depósito.

A continuación, en la tabla 12 se muestra un resumen donde la tensión de compresión corresponde a la tensión vertical de compresión en la fibra externa del espesor de las paredes del depósito.

METODO	Corte basal (Kg)	Momento de vuelco (Kg*m)	Tensión de compresión (Kg/cm ²)
ANSYS	930.2	1382	3.34
API 650	1049.94	1325.2	3.77

Tabla 12. Comparación de los resultados entre ANSYS y norma API-650.

Si ahora sumamos las tensiones generadas por el sismo a las obtenidas por el análisis estático, en el que se tenía en cuenta el peso del fluido obtenemos

	$\sigma_{\text{tracción anular}}$	$\sigma_{\text{comp. vertical}}$	$\sigma_{\text{Von Mises}}$
Valor (Kg/cm ²)	265.3	261.34	287.6

Tabla 13. Tensiones finales del análisis estático mas el análisis espectral.

Comparando estos valores con el límite elástico para el acero inoxidable AISI 316 (2244.89 Kg/cm²) obtenemos que el mínimo coeficiente de seguridad será de 7.8, por lo tanto el depósito soportará las tensiones provocadas por el sismo y no romperá. Además la tensión de compresión vertical es menor a la máxima admisible dada por la norma API-650 ($\sigma_{\text{comp. vertical}} < F_a = 320 \text{ Kg/cm}^2$).

A modo de observación y a la vista de los perfiles tanto para la tensión de tracción anular como para la tensión equivalente de Von Mises obtenidos mediante la simulación del sismo con ANSYS, se puede concluir que el depósito podría llegar a presentar el tipo de falla en la parte superior de las paredes del mismo, debido a la presión hidrodinámica del agua al impactar sobre las paredes.

4.5. ESTUDIO DIFERENTES CONFIGURACIONES.

Se ha realizado el estudio de diferentes configuraciones manteniendo la capacidad del depósito original para conseguir la configuración más óptima, es decir, la que presente unos valores menores de tensiones en las paredes del depósito y unos valores menores de corte basal y momento volcante, ya que en un estudio posterior el depósito seleccionado se elevará una cierta altura mediante una estructura.

4.5.1 Depósito relación $H/D = 0.2$.

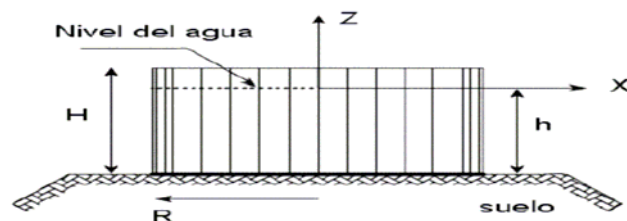


Figura 44. Depósito relación $H/D = 0.2$.

Geometría	Valor
Diámetro	12 m
Altura	2.4 m
Nivel del agua	1.7 m
Espesor paredes	5 mm
Espesor techo	4 mm
Espesor suelo	5 mm

Tabla 14. Geometría depósito relación $H/D = 0.2$.

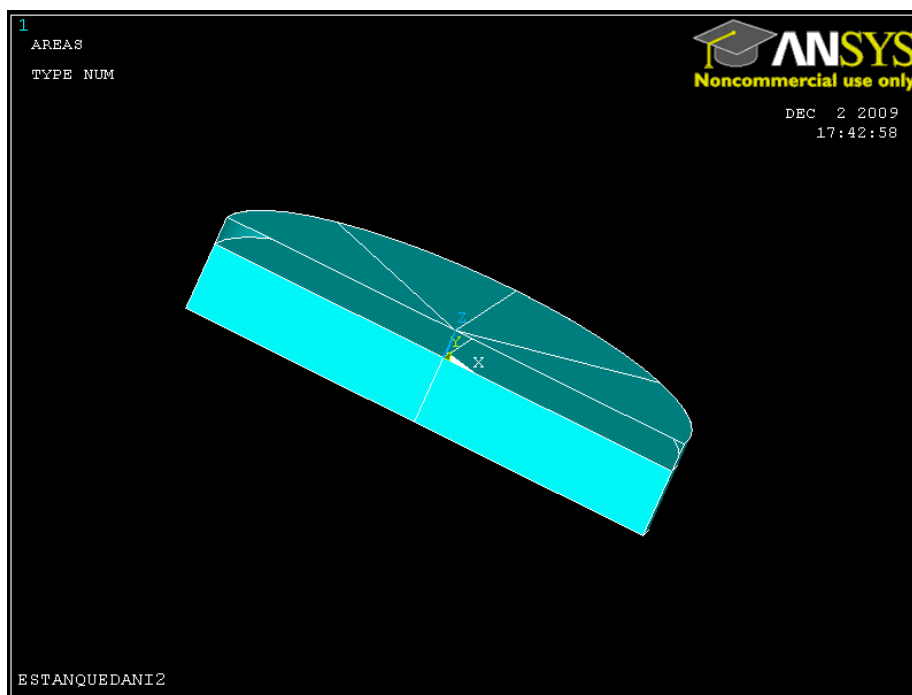


Figura 45. Modelo ANSYS del depósito relación $H/D = 0.2$.

Al realizar el análisis modal para esta configuración se han obtenido los periodos de vibración del fluido y del conjunto fluido-estructura. Los resultados se muestran en las siguientes tablas:

Modos Convectivos	Periodo (s) ANSYS
1	5.25
2	2.28
3	1.73

Tabla 15. Periodos vibración del fluido para el depósito $H/D = 0.2$.

Modos Impulsivos	Periodo (s) ANSYS
1	0.043
2	0.029
3	0.021

Tabla 16. Periodos vibración del sistema depósito-fluido para el depósito $H/D = 0.2$.

Una vez calculados los periodos de vibración, se combinaron los modos de vibración y se dio paso a realizar el análisis espectral para ver los efectos del sismo. A continuación se muestran los perfiles de tensiones para esta configuración de depósito:

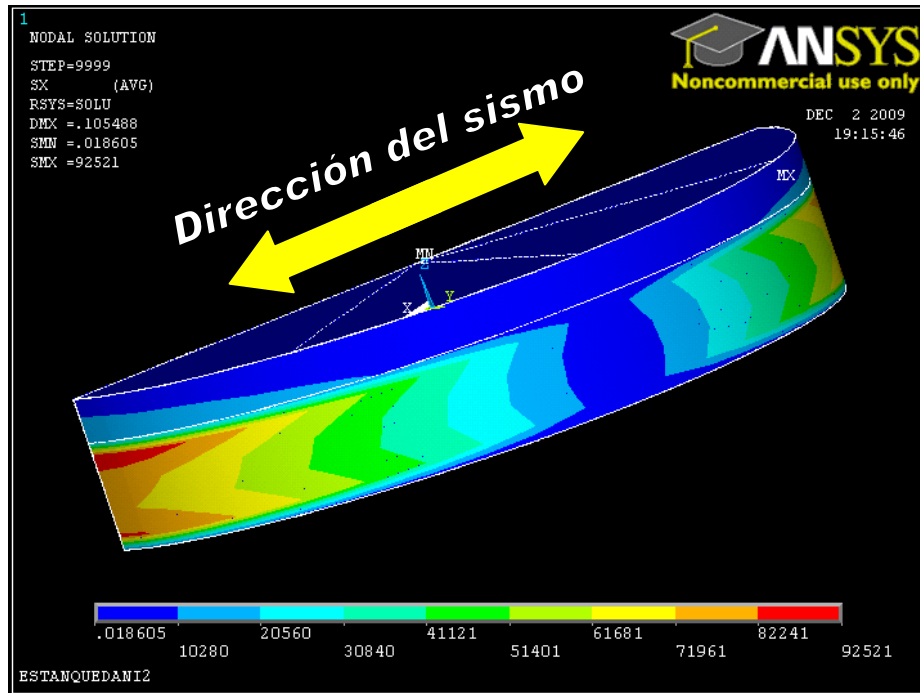


Figura 46. Tensión de tracción anular para el depósito relación H/D = 0.2.

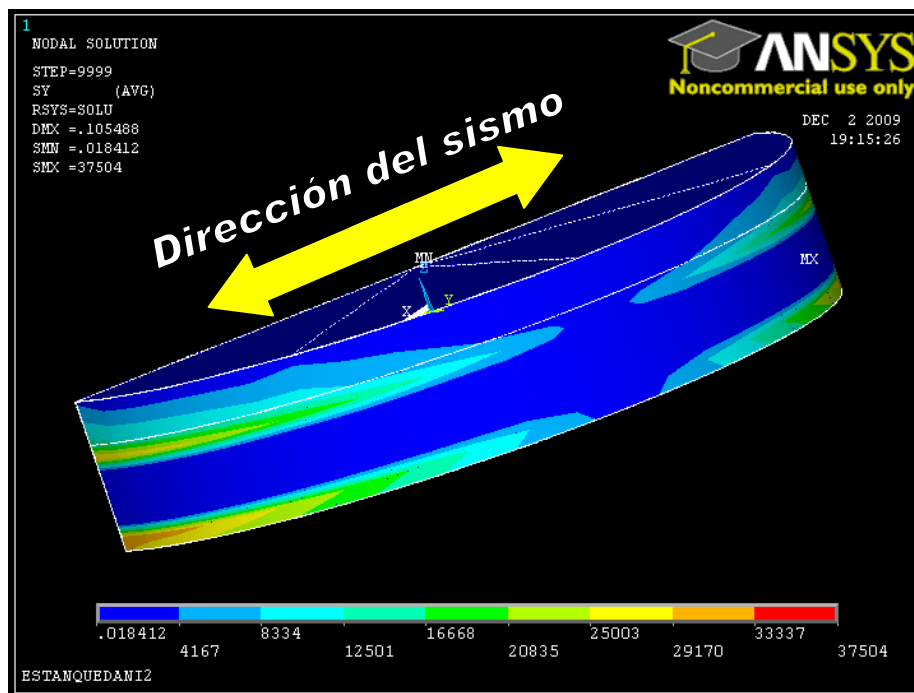


Figura 47. Tensión de compresión vertical para el depósito relación H/D = 0.2.

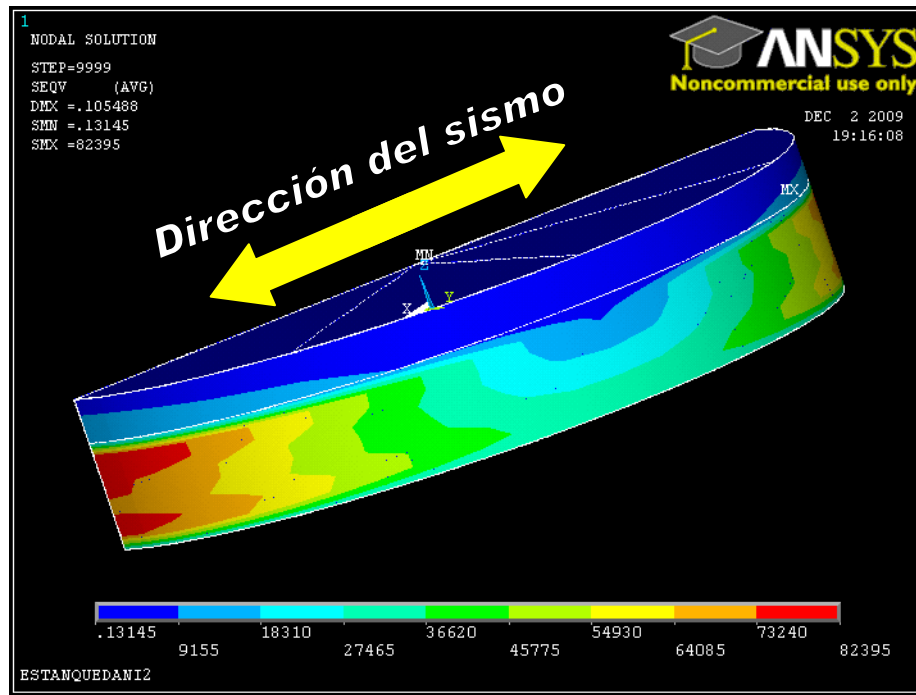


Figura 48. Tensión de Von Mises para el depósito relación H/D = 0.2.

Método	Corte basal (Kg.)	Momento de vuelco (Kg*m)	Compresión vertical máxima (Kg/cm ²)
ANSYS	262.53	2339.7	3.8

Tabla 17. Resultados análisis espectral para el depósito relación H/D = 0.2.

En el análisis estático para esta configuración se han obtenido los valores de tensiones provocadas por el peso del fluido,

$$\sigma_{VM} = 163 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{trac.anular}} = 266 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{comp.vertical}} = 275 \text{ Kg/cm}^2$$

Si ahora sumamos estos valores a los obtenidos en el análisis espectral y se los dividimos al límite elástico del acero inoxidable AISI 316, obtenemos que el mínimo coeficiente de seguridad es de 8.

Por tanto, esta configuración de depósito soportará las tensiones producidas en él debido al sismo y a la carga estática.

4.5.2 Depósito relación $H/D = 1$.

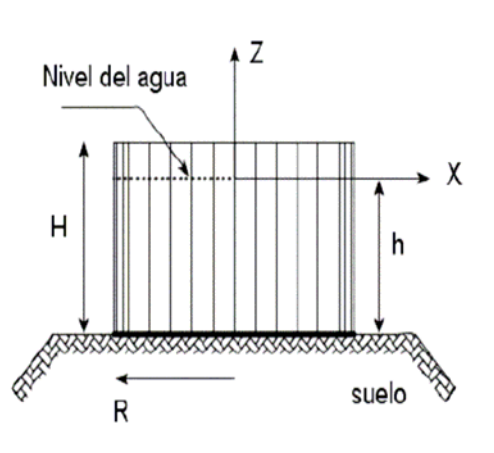


Figura 49. Depósito relación $H/D = 1$.

Geometría	Valor
Diámetro	6.5 m
Altura	6.5 m
Nivel del agua	5.75 m
Espesor paredes	5 mm
Espesor techo	4 mm
Espesor suelo	5 mm

Tabla 18. Geometría depósito relación $H/D = 1$.

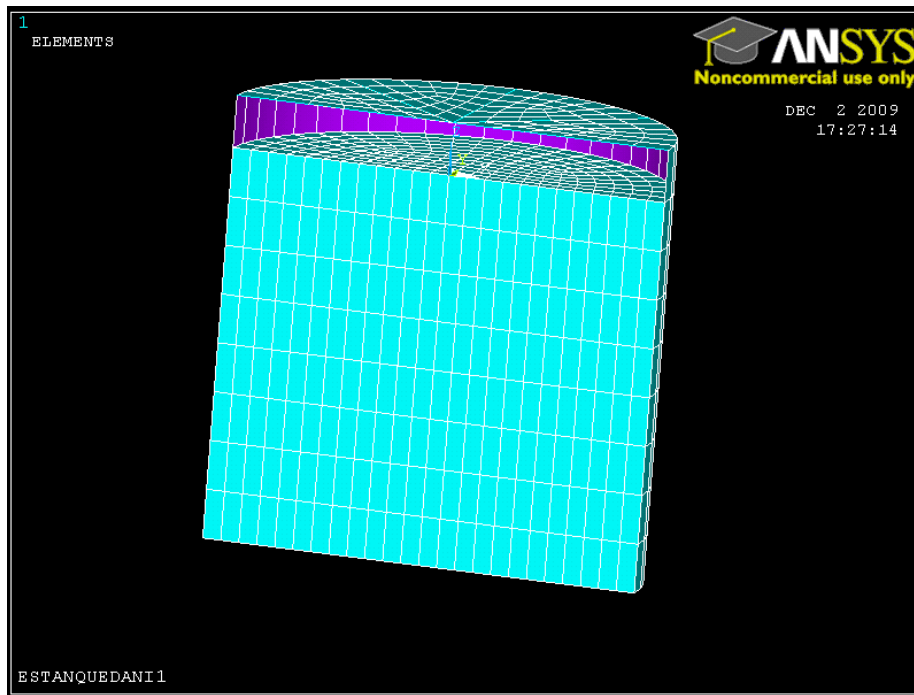


Figura 50. Modelo ANSYS del depósito relación $H/D = 1$.

Al realizar el análisis modal para esta configuración se han obtenido los periodos de vibración del fluido y del conjunto fluido-estructura. Los resultados se muestran en las siguientes tablas:

Modos Convectivos	Periodo (s) ANSYS
1	2.74
2	1.76
3	1.54

Tabla 19. Periodos vibración del fluido para el depósito $H/D = 1$.

Modos Impulsivos	Periodo (s) ANSYS
1	0.068
2	0.039
3	0.030

Tabla 20. Periodos vibración del sistema depósito-fluido para el depósito $H/D = 1$.

Una vez calculados los periodos de vibración, se combinaron los modos de vibración y se dio paso a realizar el análisis espectral para ver los efectos del sismo. A continuación se muestran los perfiles de tensiones para esta configuración de depósito:

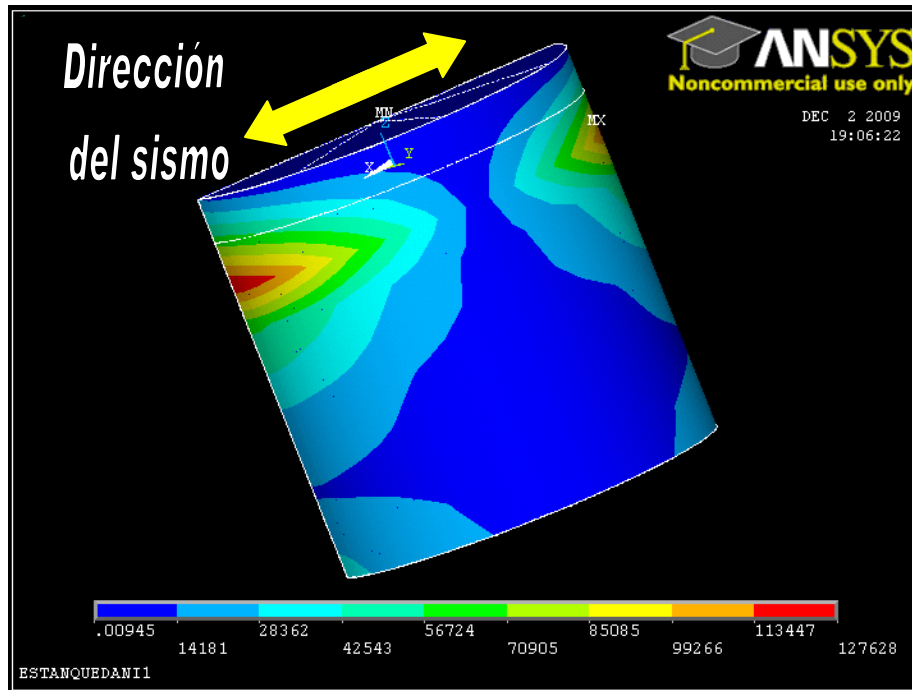


Figura 51. Tensión de tracción anular para el depósito relación H/D = 1.

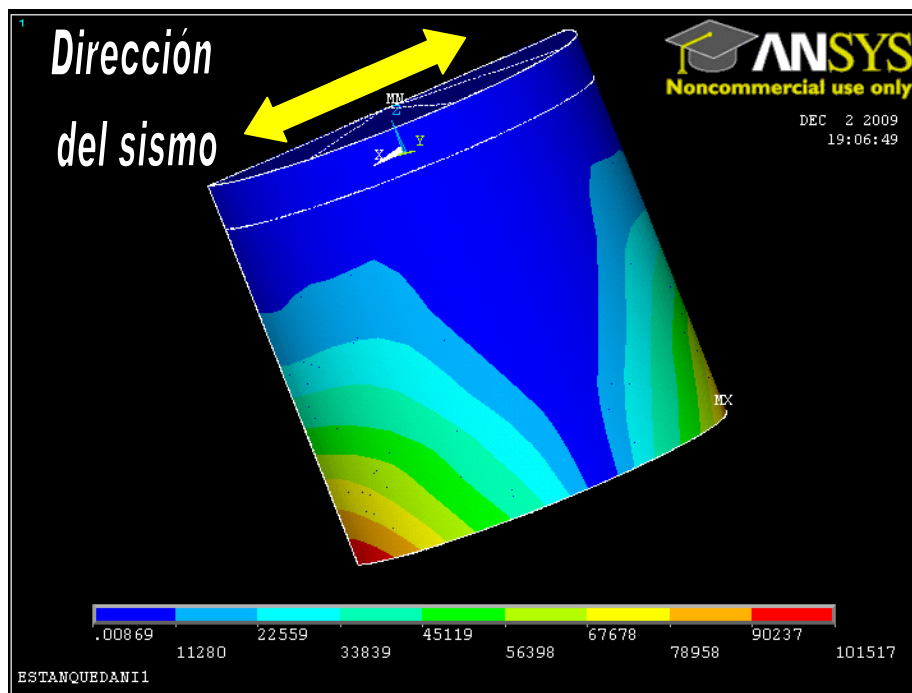


Figura 52. Tensión de compresión vertical para el depósito relación H/D = 1.

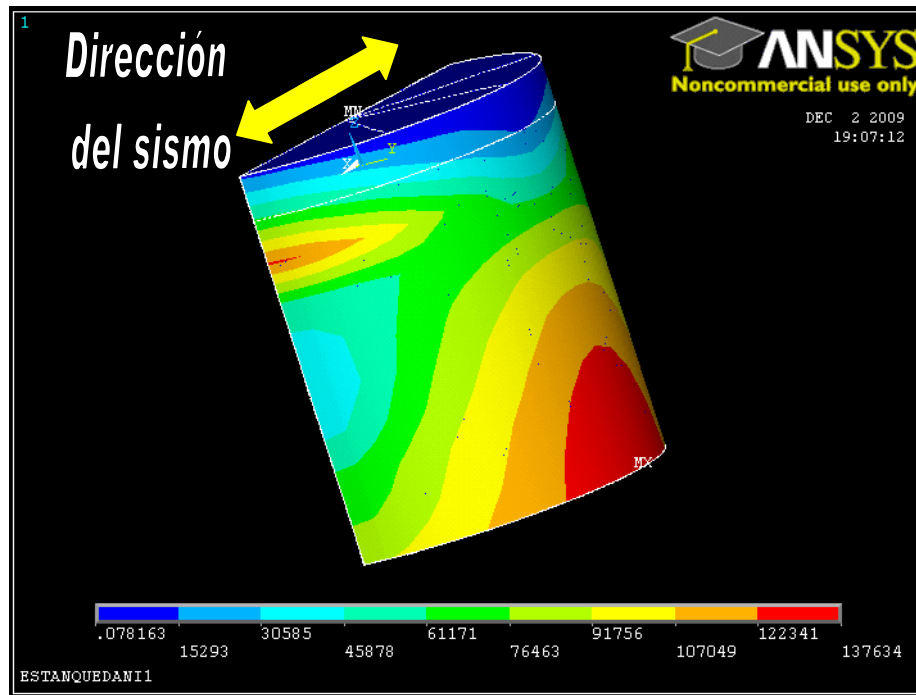


Figura 53. Tensión de Von Mises para el depósito relación H/D = 1.

METODO	Corte basal (Kg)	Momento de vuelco (Kg*m)	Compresión vertical máxima (Kg/cm ²)
ANSYS	3370.5	938.7	10.1

Tabla 21. Resultados análisis espectral para el depósito relación H/D = 1.

En el análisis estático para esta configuración se han obtenido los valores de tensiones provocadas por el peso del fluido,

$$\sigma_{VM} = 433 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{trac.anular}} = 430 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{comp.vertical}} = 434 \text{ Kg/cm}^2$$

Si ahora sumamos estos valores a los obtenidos en el análisis espectral y se los dividimos al límite elástico del acero inoxidable AISI 316, obtenemos que el mínimo coeficiente de seguridad es de 5.

Por tanto, esta configuración de depósito soportará las tensiones producidas en él debido al sismo y a la carga estática.

4.5.3 Depósito relación $H/D = 2$.

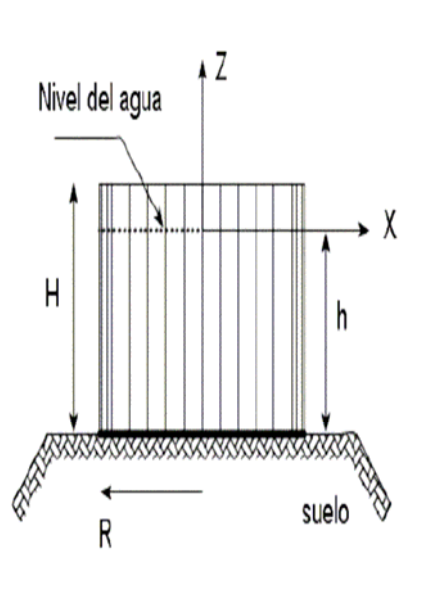


Figura 54. Depósito relación $H/D = 2$.

Geometría	Valor
Diámetro	5 m
Altura	10 m
Nivel del agua	9.7 m
Espesor paredes	5 mm
Espesor techo	4 mm
Espesor suelo	5 mm

Tabla 22. Geometría depósito relación $H/D = 2$.

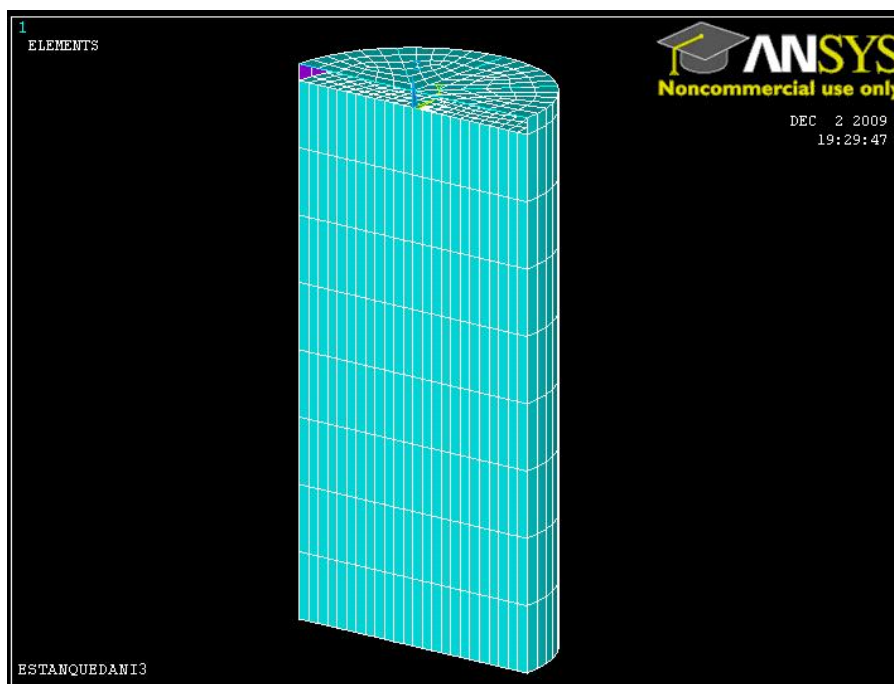


Figura 55. Modelo ANSYS del depósito relación $H/D = 2$.

Al realizar el análisis modal para esta configuración se han obtenido los periodos de vibración del fluido y del conjunto fluido-estructura. Los resultados se muestran en las siguientes tablas:

Modos Convectivos	Periodo (s) ANSYS
1	2.54
2	1.90
3	1.81

Tabla 23. Periodos vibración del fluido para el depósito $H/D = 2$.

Modos Impulsivos	Periodo (s) ANSYS
1	0.0412
2	0.0387
3	0.0255

Tabla 24. Periodos vibración del sistema depósito-fluido para el depósito $H/D = 2$.

Una vez calculados los periodos de vibración, se combinaron los modos de vibración y se dio paso a realizar el análisis espectral para ver los efectos del sismo. A continuación se muestran los perfiles de tensiones para esta configuración de depósito:

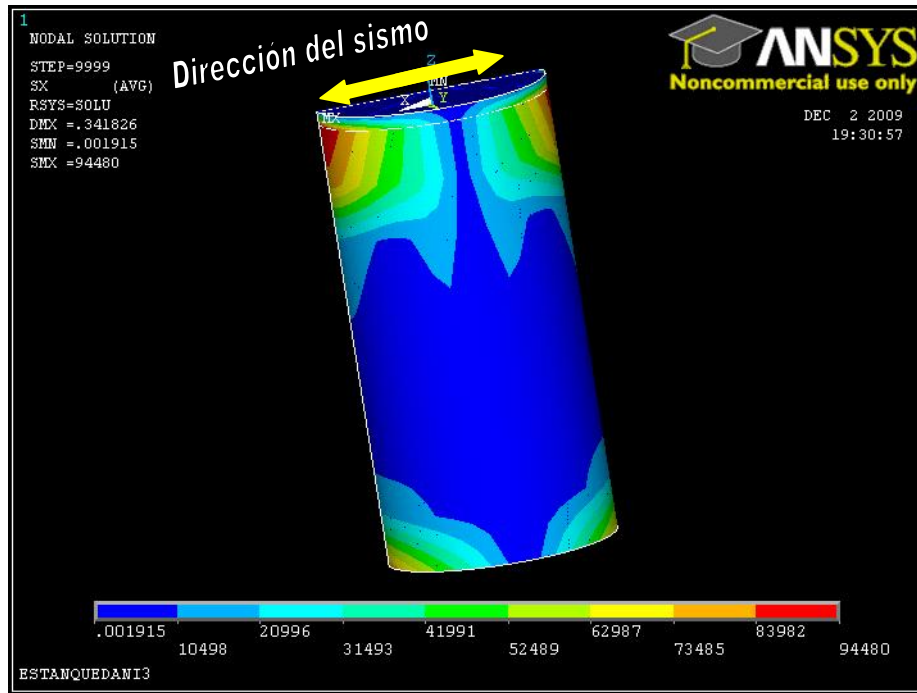


Figura 56. Tensión de tracción anular para el depósito relación H/D = 2.

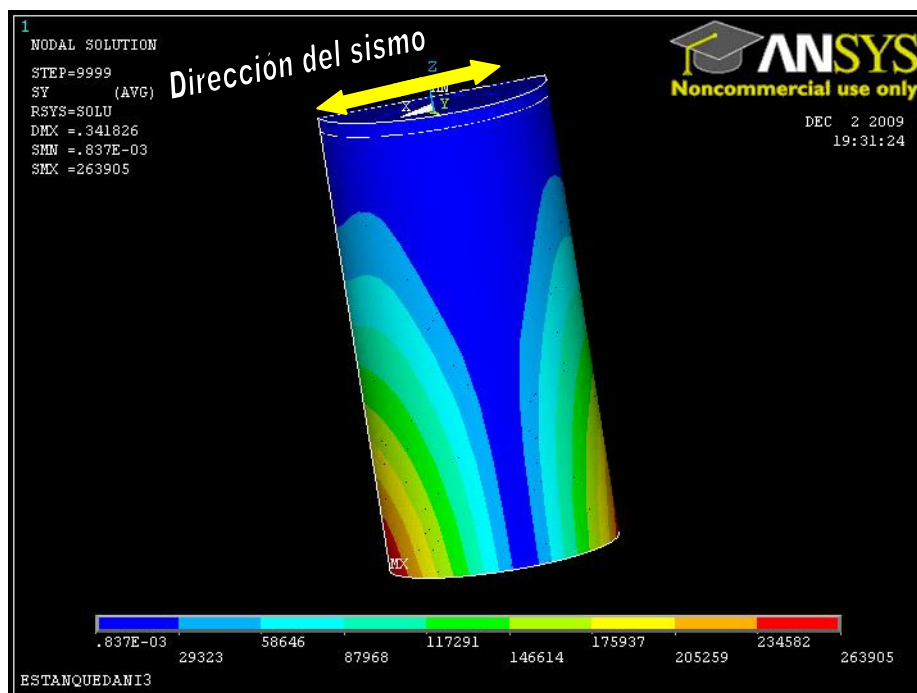


Figura 57. Tensión de compresión vertical para el depósito relación H/D = 2.

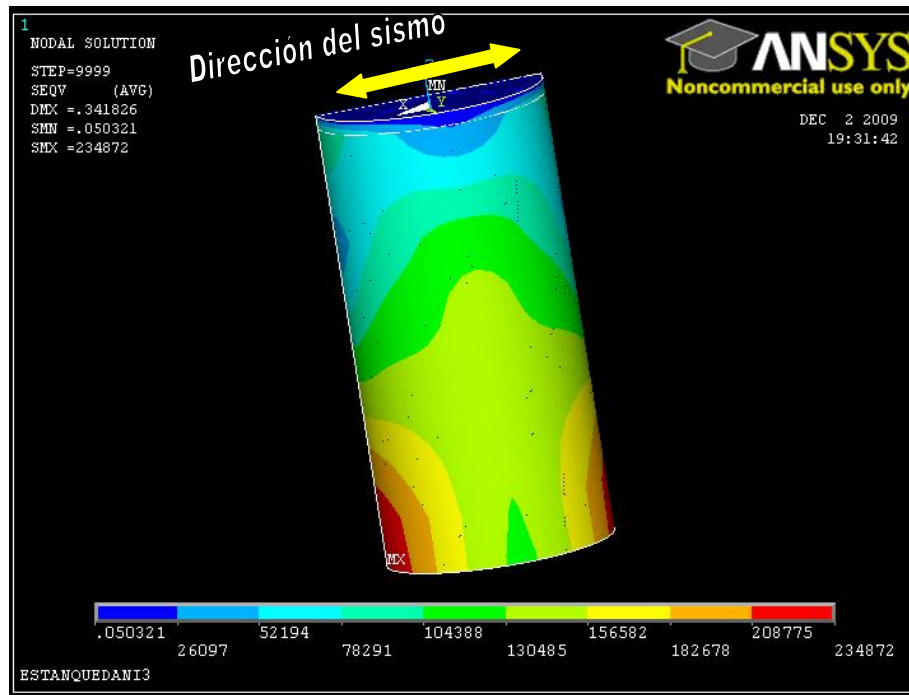


Figura58. Tensión de Von Mises para el depósito relación H/D = 2.

Método	Corte basal (Kg)	Momento de vuelco (Kg*m)	Compresión vertical máxima (Kg/cm ²)
ANSYS	7913.2	2280.8	26.4

Tabla 25. Resultados análisis espectral para el depósito relación H/D = 2.

En el análisis estático para esta configuración se han obtenido los valores de tensiones provocadas por el peso del fluido,

$$\sigma_{VM} = 559 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{trac.anular}} = 554 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{comp.vertical}} = 554 \text{ Kg/cm}^2$$

Si ahora sumamos estos valores a los obtenidos en el análisis espectral y se los dividimos al límite elástico del acero inoxidable AISI 316, obtenemos que el mínimo coeficiente de seguridad es de 3.8.

Por tanto esta configuración de depósito soportará las tensiones producidas en él debido al sismo y a la carga estática.

4.6 COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

Con el fin de seleccionar la configuración óptima de todas las analizadas hasta ahora, se muestra una tabla a modo de resumen donde se exponen los resultados obtenidos para las diferentes relaciones entre el alto del depósito y su diámetro (H/D), almacenando el mismo volumen de fluido.

Depósito	Parámetro				
	Corte Basal (Kg)	Momento Volcante (Kg*m)	Tensión compresión vertical (MPa)	Tensión tracción anular (MPa)	Tensión de Von Mises (MPa)
H/D = 0.2	262.52	2339	0.38	0.91	0.81
H/D = 0.4	930	1382	0.32	1.3	1.23
H/D = 1	3370	938.7	0.99	1.25	1.35
H/D = 2	7913.2	2280.8	2.59	0.93	2.3

Tabla 26. Comparación de resultados de los depósitos apoyados sobre el terreno.

A la vista de los resultados, el depósito de relación H/D = 2 es el primero a descartar ya que es el más inestable dado que el momento volcante es el mayor obtenido y los valores de tensiones son también las más elevadas.

Desde el punto de vista de la estabilidad, también se elimina el depósito de relación H/D = 0.2 ya que su momento volcante es el mayor y sería el más inestable.

Entre los dos depósitos restantes, el que finalmente se selecciona es el de H/D = 0.4 ya que aunque tiene un momento volcante ligeramente superior, su corte basal y la tensión de compresión vertical que se producen en la estructura son significativamente menores a las del depósito H/D = 1, por lo que los anclajes al terreno y la propia plataforma sufrirán menores esfuerzos.

5

Estudio del depósito elevado

5. ESTUDIO DEL DEPÓSITO ELEVADO.

Como complemento a la construcción del depósito, se ha pensado en elevarlo mediante una estructura de soporte. Para comprobar la mejor configuración de la estructura de soporte se realizara el análisis sísmico para dos tipos de configuraciones, la primera para una altura del soporte de 1 m y otra para una altura de 5 m.

Después de realizar un estudio sobre el tipo de estructuras mas utilizadas para elevar depósitos, se ha decidido modelar una estructura con un sistema de vigas parecido al de la siguiente imagen:



Figura 59. Estructura para el depósito elevado.

Para la construcción de la estructura se utilizarán dos tipos de vigas diferentes. Para las vigas principales (las que forman las columnas) se utilizará una viga IPE 300, y para las vigas secundarias (las que se disponen de forma diagonal y dan rigidez al conjunto) se utilizarán unas IPE 100.

En un primer estudio del problema, se detectaron unos valores inadmisibles de deformaciones en el suelo del depósito debido al peso del fluido, por lo que se decidió colocar una losa de hormigón de 10 cm entre la estructura del soporte y el depósito.

Para los casos que se van a estudiar se omitirán las vigas horizontales que aparecen en la fotografía anterior por dos motivos, para simplificar el problema y a la vista de los resultados obtenidos para el depósito apoyado se entiende que no serán necesarias para la estabilidad del depósito. Además para una elevación de un metro de altura no es necesario y su instalación sería una tarea compleja.

5.1 DEPÓSITO DE RELACION $H/D = 0.4$ Y ELEVADO 1 M.

A continuación se muestra la modelización mediante ANSYS del conjunto de depósito y estructura:

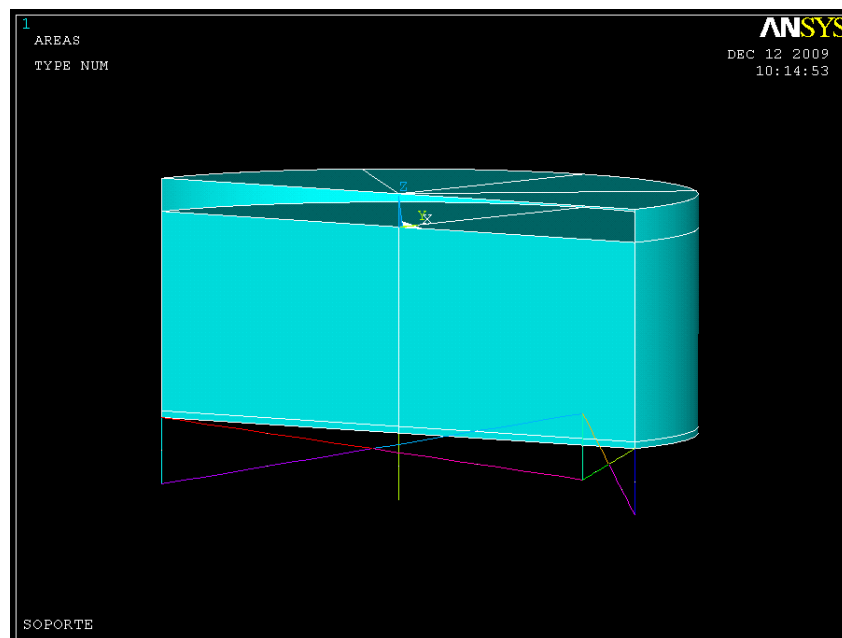


Figura 60. Representación del depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 1m.

La geometría para este caso es la que se muestra en la siguiente tabla:

Parámetro	Valor
Diámetro del depósito	9 m
Altura del agua	3 m
Altura del depósito	3.5 m
Espesor de las paredes	5 mm
Espesor del techo	4 mm
Espesor del suelo	5 mm
Altura del soporte	1 m

Tabla 27. Geometría del depósito relación H/D = 0.4 elevado 1m.

Después de realizar el análisis modal, se han obtenido los modos de vibración de la estructura, y los periodos de vibración de esta. Los valores se muestran en la siguiente tabla:

	Modo	Frec.	Periodo	Factor Participación	Masa Efectiva	% Masa Acumulada
Primer modo convectivo (fluido solo)	1	0,29	3,48	-70,28	5021,82	48,76

Segundo modo convectivo (fluido solo)	5	0,53	1,90	-12,61	165,73	50,34

Tercer modo convectivo (fluido solo)	12	0,65	1,54	-5,70	37,56	50,96

Primer modo impulsivo (fluido mas depósito)	251	6,52	0,15	68,58	4785,78	91,52

Segundo modo impulsivo (fluido mas depósito)	272	20,31	0,049	3,59	15,55	91,91

Tabla 28. Periodos vibración para el depósito relación H/D = 0.4 elevado 1m.

Los modos de vibración del fluido y del sistema fluido-estructura se muestran a continuación:

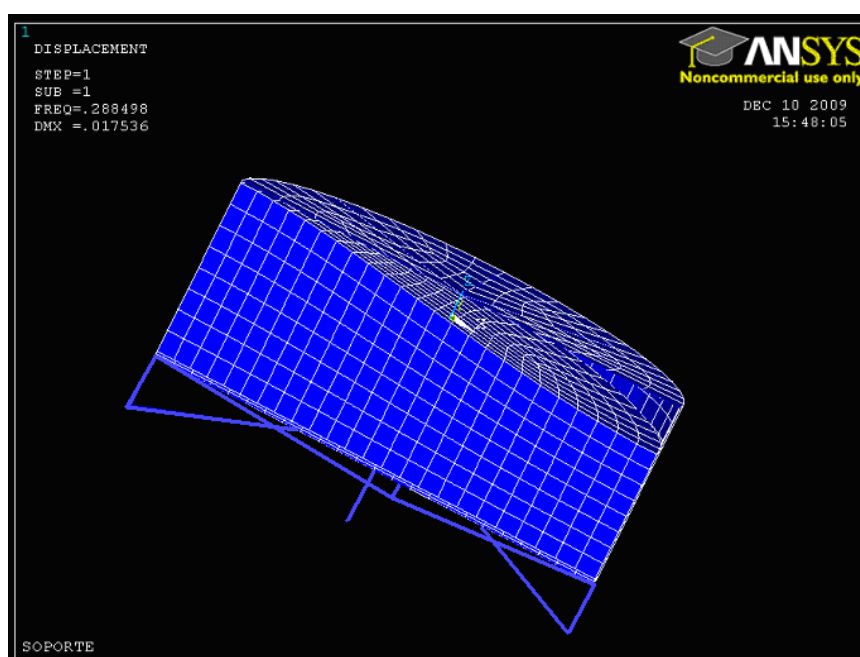


Figura 61. Modo 1 del fluido(1 del análisis) para el depósito relación H/D = 0.4 elevado 1m.

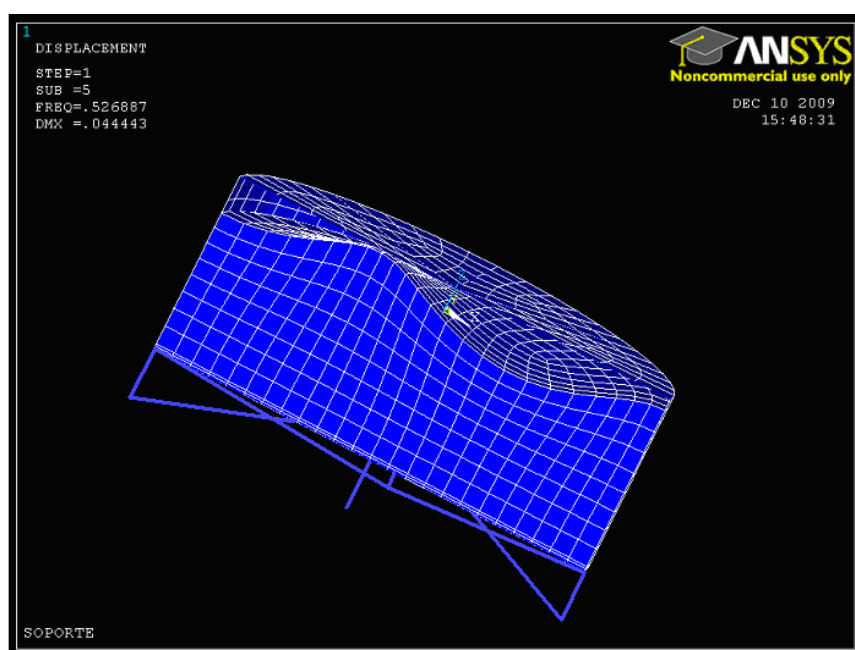


Figura 62. Modo 2 del fluido(5 del análisis) para el depósito relación H/D = 0.4 elevado 1m.

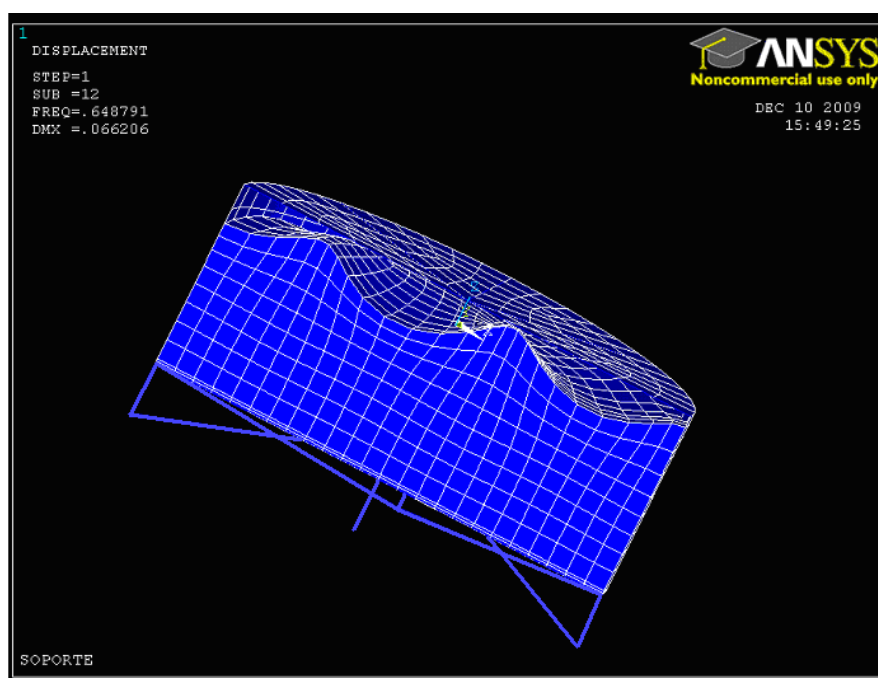


Figura 63.Modo 3 del fluido(13 del análisis) para el depósito relación H/D = 0.4 elevado 1m.

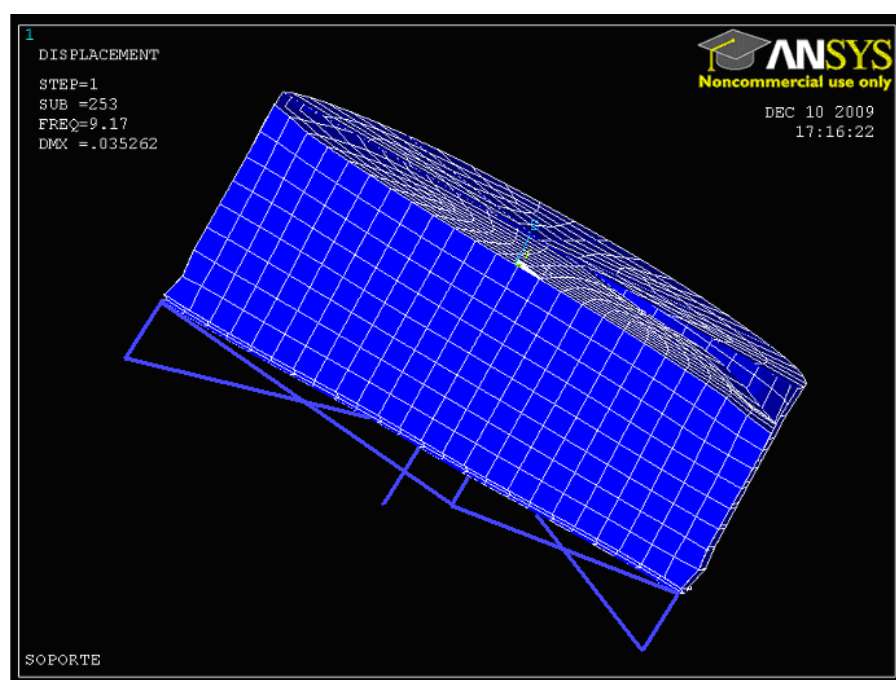


Figura 64.Modo 1 del sistema fluido-estructura para el depósito relación H/D = 0.4 elevado 1m.

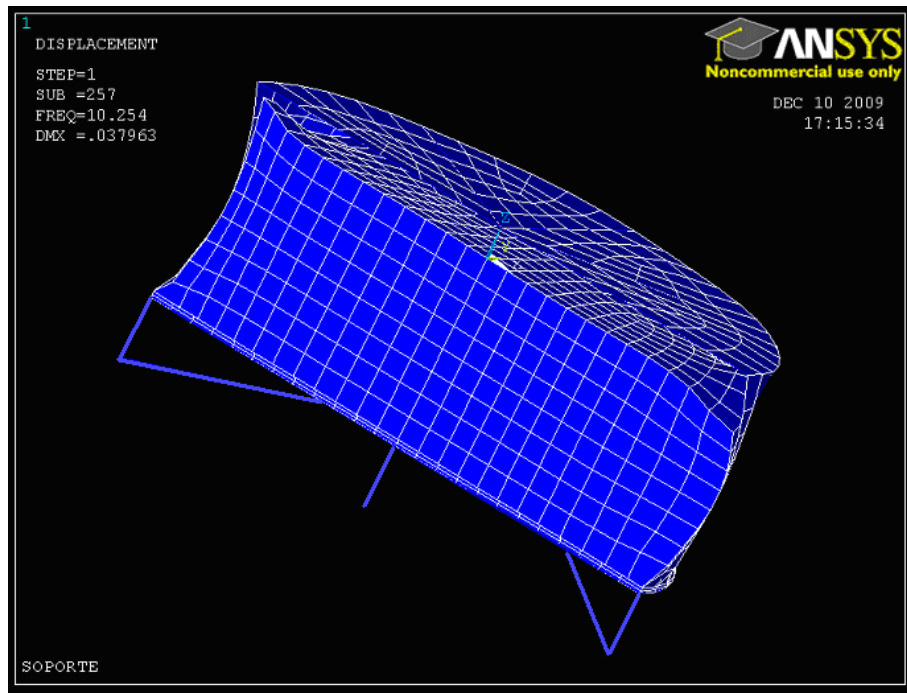


Figura 65. Modo 2 del sistema fluido-estructura para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 1m.

Analizando los valores para los periodos obtenidos con ANSYS y comparándolos con el espectro de respuesta elástica, el modo que predominará durante el sismo será una combinación de los últimos modos de vibración del fluido y los modos del conjunto fluido-estructura. Es decir, se verá vibrar al depósito y el agua se moverá como si hirviese.

Una vez visto el análisis modal, se ha realizado el análisis espectral de la misma forma que para el depósito apoyado sobre el terreno, sometiendo a la estructura al mismo espectro de respuesta elástica. Los resultados obtenidos para este análisis son los que se muestran en las siguientes figuras:

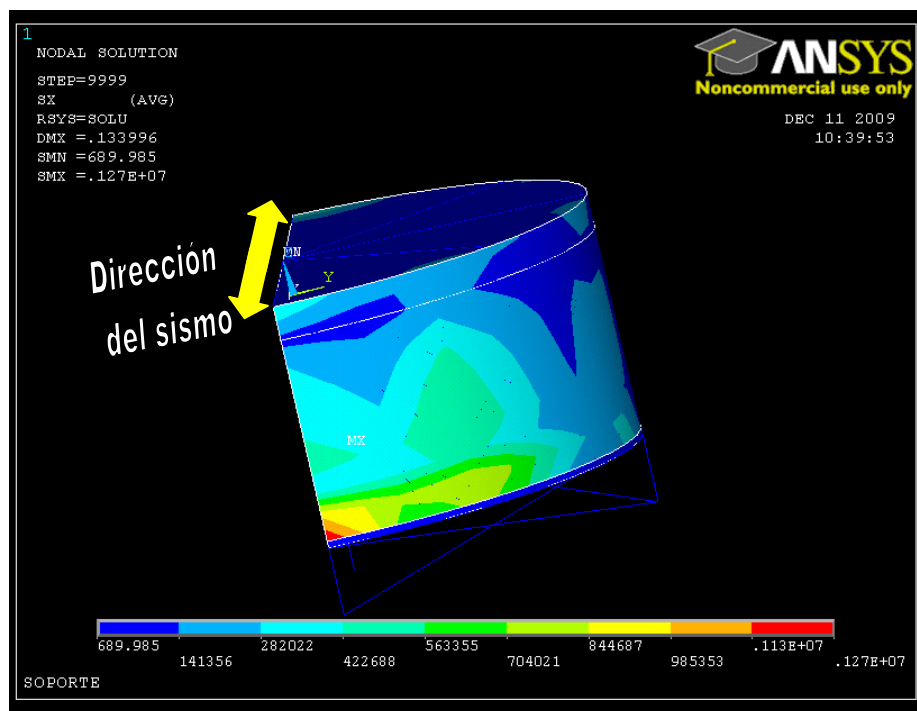


Figura 66. tensión de tracción anular para el depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 1m.

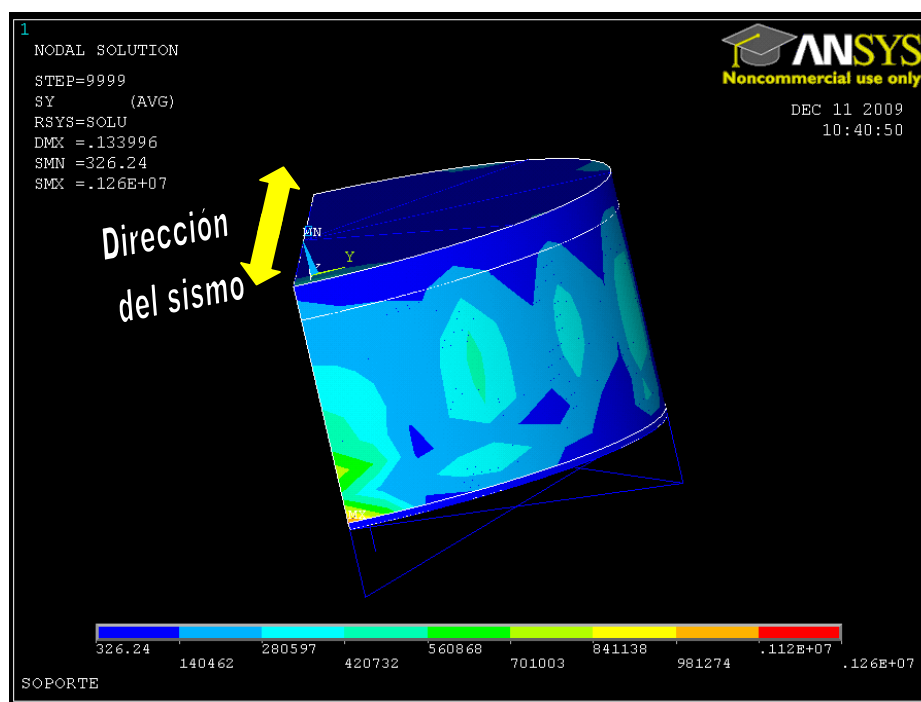


Figura 67. tensión de compresión vertical para el depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 1m.

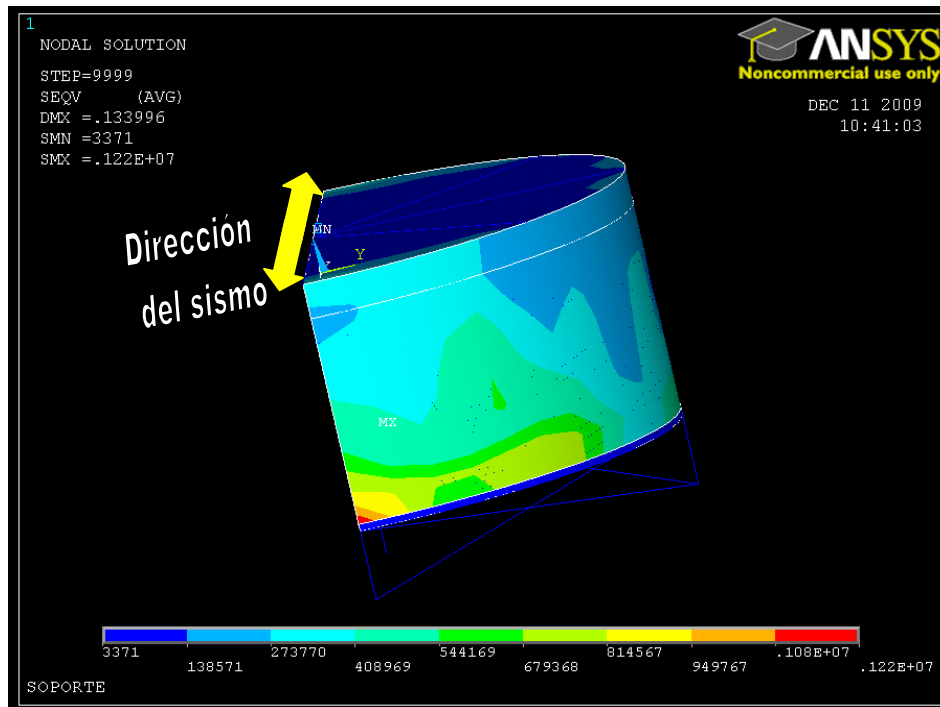


Figura 68.tensión de Von Mises para el depósito de relación H/D = 0.4 y elevado 1m.

A continuación se va a calcular el coeficiente de seguridad para esta configuración, para ello a los valores de tensiones generadas por la acción del sismo se le sumará las tensiones generadas en el análisis estático. El resultado obtenido es:

$$\begin{aligned}\sigma_{VM} &= 397 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{\text{trac.anular}} &= 379 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{\text{comp.vertical}} &= 384 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

Si ahora sumamos estos valores a los obtenidos en el análisis espectral y se los dividimos al límite elástico del acero inoxidable AISI 316, obtenemos que el mínimo coeficiente de seguridad es de 5.8.

Con este resultado podemos afirmar que esta configuración de depósito soportará las tensiones producidas en él debido al sismo y a la carga estática.

5.2 DEPÓSITO DE RELACION H/D = 0.4 Y ELEVADO 5 M.

A continuación se muestra la modelización mediante ANSYS del conjunto de depósito y estructura:

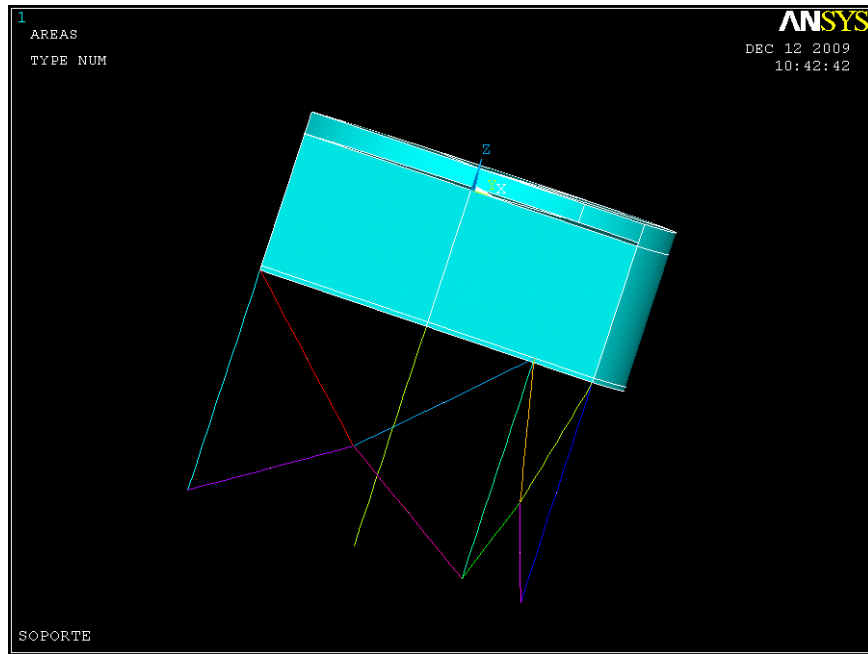


Figura 69. Representación del depósito de relación H/D = 0.4 y elevado 5m.

La geometría para este caso es la que se muestra en la siguiente tabla:

Parámetro	Valor
Diámetro del depósito	9 m
Altura del agua	3 m
Altura del depósito	3.5 m
Espesor de las paredes	5 mm
Espesor del techo	4 mm
Espesor del suelo	5 mm
Altura del soporte	5 m

Tabla 29. Geometría del depósito relación H/D = 0.4 elevado 5m.

Después de realizar el análisis modal, se han obtenido los modos de vibración de la estructura, y los periodos de vibración de esta. Los valores se muestran en la siguiente tabla:

	Modo	Frec.	Periodo	Factor Participación	Masa Efectiva	% Masa Acumulada
Primer modo convectivo (fluido solo)	1	0,29	3,48	-72,28	5224,82	49,86

Segundo modo convectivo (fluido solo)	5	0,53	1,90	-13,41	179,93	51,59

Tercer modo convectivo (fluido solo)	12	0,65	1,54	-6,20	38,46	51,96

Primer modo impulsivo (fluido mas depósito)	242	3,72	0,27	70,58	4981,68	99,72

Segundo modo impulsivo (fluido mas depósito)	280	19,46	0,051	4,19	17,55	99,91

Tabla 30. Periodos vibración para el depósito relación H/D = 0.4 elevado 5m.

Los modos de vibración del fluido y del sistema fluido-estructura se muestran a continuación:

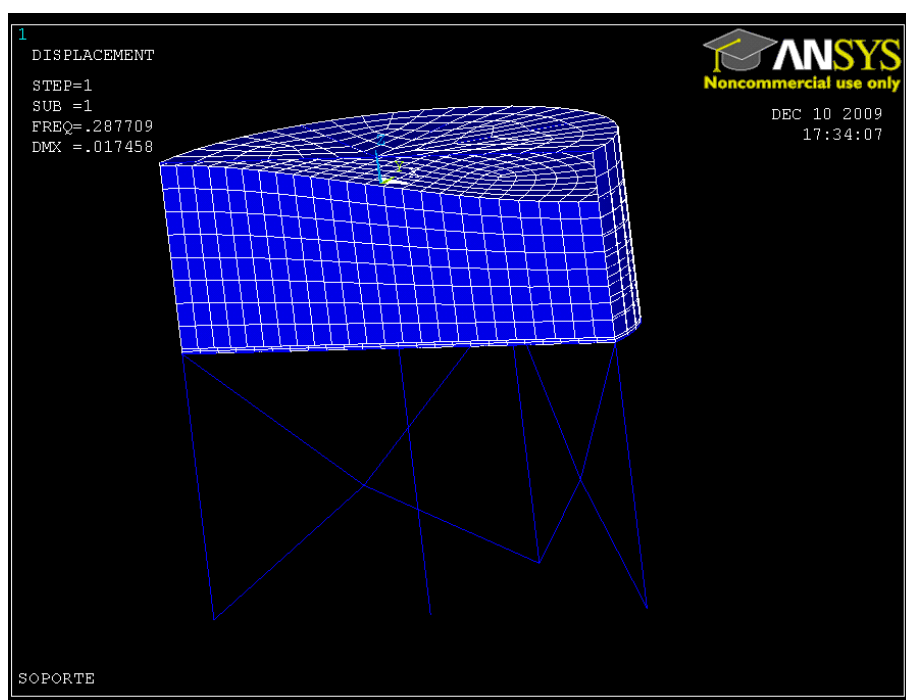


Figura 70. Modo 1 del fluido(1 del análisis) para el depósito relación H/D = 0.4 elevado 5m.

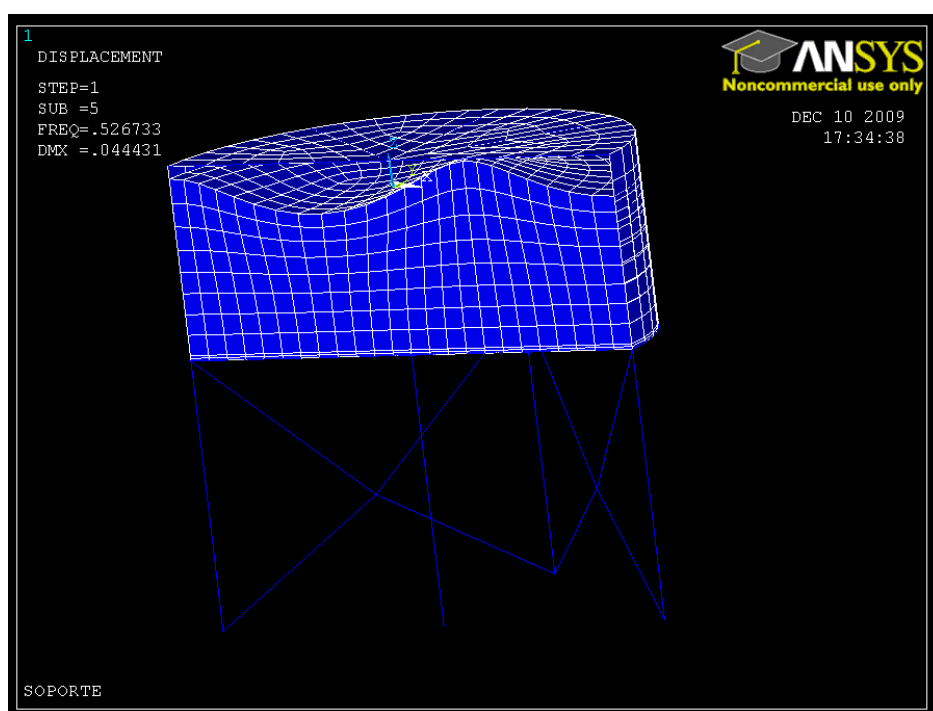


Figura 71. Modo 2 del fluido(5 del análisis) para el depósito relación H/D = 0.4 elevado 5m.

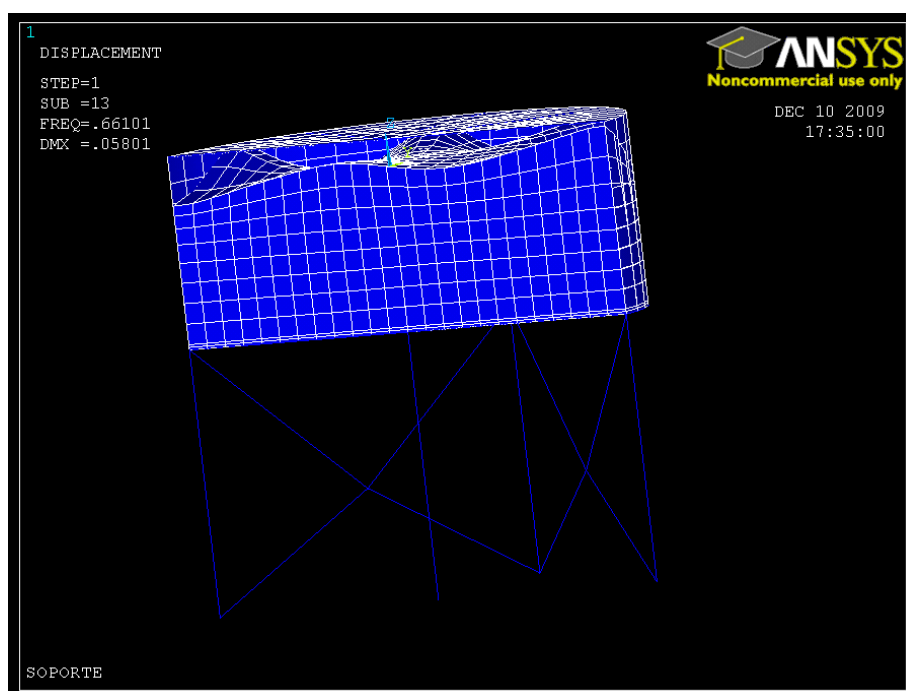


Figura 72. Modo 3 del fluido(12 del análisis) para el depósito relación H/D = 0.4 elevado 5m.

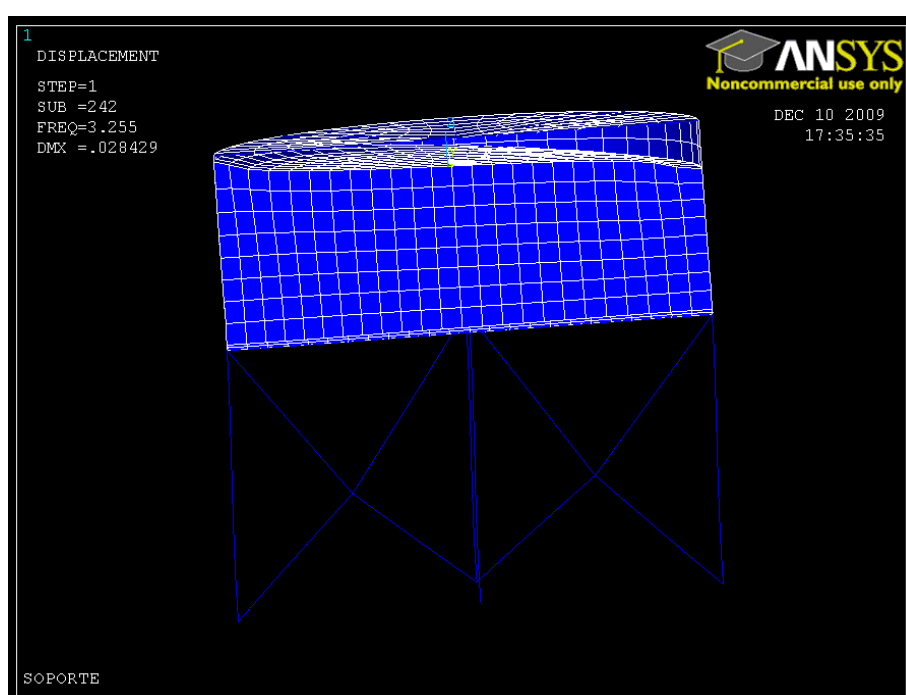


Figura 73. Modo 1 del sistema fluido-estructura para el depósito relación H/D = 0.4 elevado 5m.

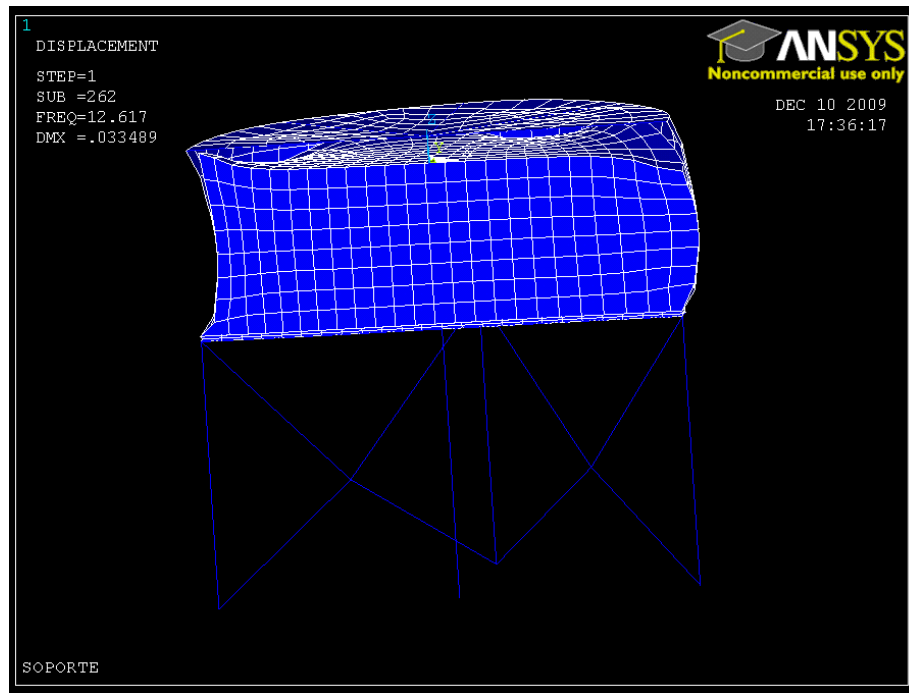


Figura 74. Modo 2 del sistema fluido-estructura para el depósito relación $H/D = 0.4$ elevado 5m.

Analizando los valores para los periodos obtenidos con ANSYS y comparándolos con el espectro de respuesta elástica, el modo que predominará durante el sismo será una combinación de los modos de vibración del conjunto fluido-estructura, por lo que se verá vibrar al depósito durante el sismo.

A continuación del análisis modal, se ha realizado el análisis espectral de la misma forma que para el depósito apoyado sobre el terreno, sometiendo a la estructura al mismo espectro de respuesta elástica. Los resultados obtenidos para este análisis son los que se muestran a continuación:

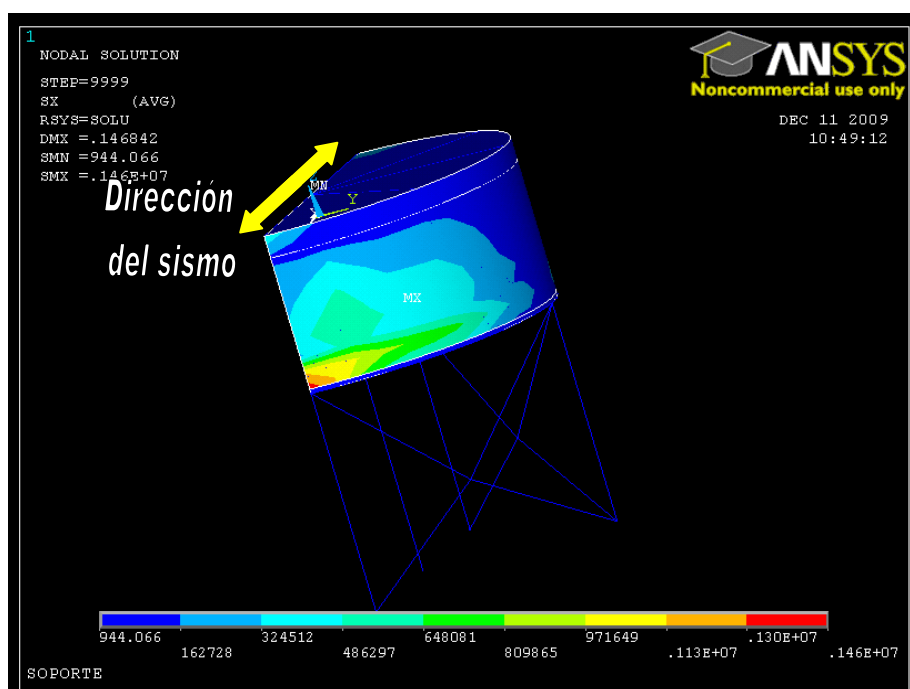


Figura 75. Tensión de tracción anular para el depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 5m.

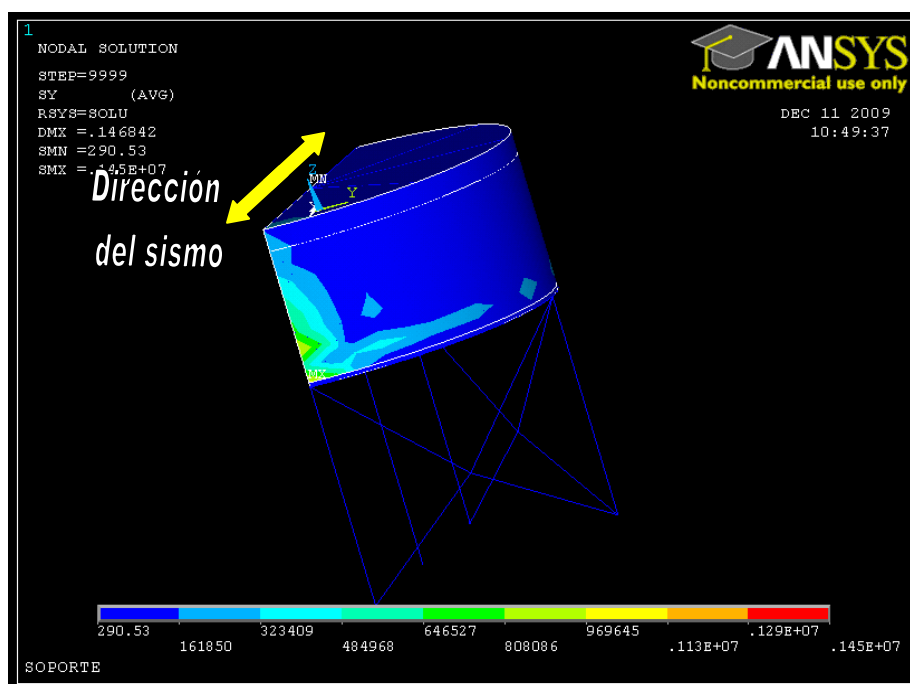


Figura 76. Tensión de compresión vertical para el depósito de relación $H/D = 0.4$ y elevado 5m.

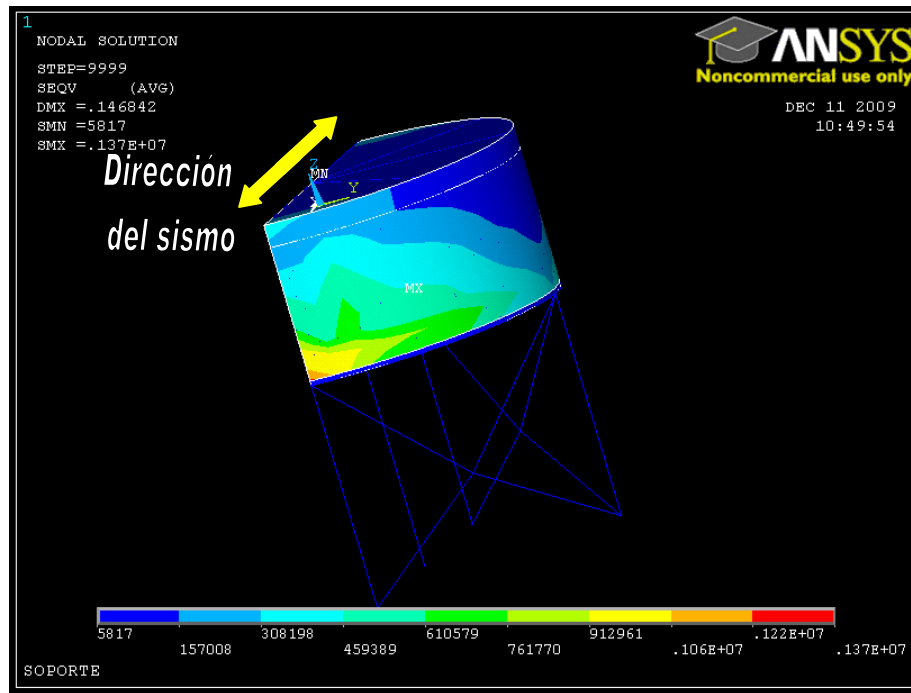


Figura 77. Tensión de Von Mises para el depósito de relación H/D = 0.4 y elevado 5m.

A continuación se va a calcular el coeficiente de seguridad para esta configuración, para ello a los valores de tensiones generadas por la acción del sismo se le sumará las tensiones generadas en el análisis estático. El resultado obtenido es:

$$\begin{aligned}\sigma_{VM} &= 412 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{\text{trac.anular}} &= 398 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{\text{comp.vertical}} &= 403 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

Si ahora se los dividimos al límite elástico del acero inoxidable AISI 316, obtenemos que el mínimo coeficiente de seguridad es de 5.6.

Por tanto, esta configuración de depósito soportará las tensiones producidas en él debido al sismo y a la carga estática.

5.3 DEPÓSITO DE RELACION H/D = 1 Y ELEVADO 1 M.

A continuación se muestra la modelización mediante ANSYS del conjunto de depósito y estructura:

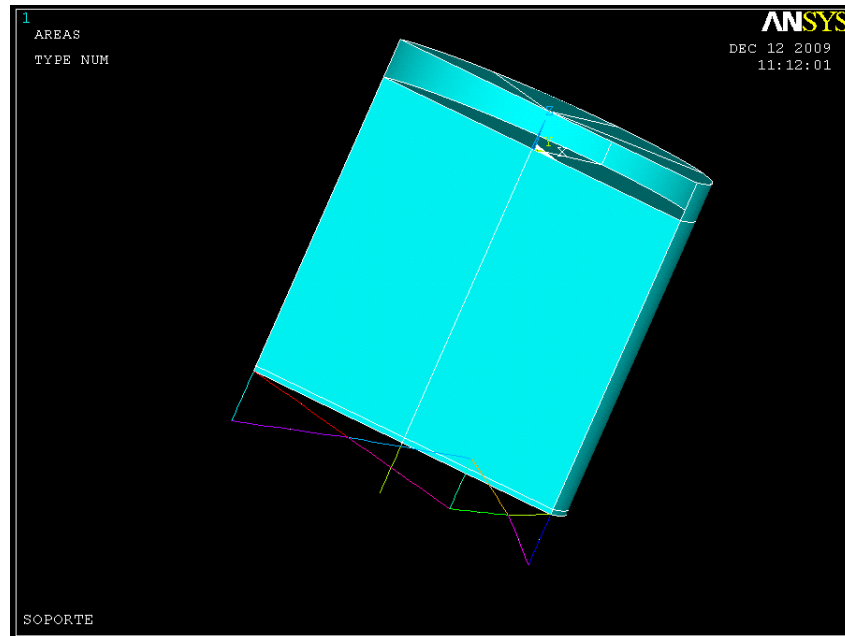


Figura 78. Representación del depósito de relación H/D = 1 y elevado 1m.

La geometría para este caso es la que se muestra en la siguiente tabla:

Parámetro	Valor
Diámetro	6.5 m
Altura	6.5 m
Altura del agua	5.75 m
Espesor del techo	4 mm
Espesor de las paredes	5 mm
Espesor del suelo	5 mm
Altura del soporte	1 m

Tabla 31. Geometría del depósito relación H/D = 1 elevado 1m.

Después de realizar el análisis modal, se han obtenido los modos de vibración de la estructura, y los periodos de vibración de esta. Los valores se muestran en la siguiente tabla:

	Modo	Frec.	Periodo	Factor Participación	Masa Efectiva	% Masa Acumulada
Primer modo convectivo (fluido solo)	1	0,36	2,74	47,808	2285,62	22,26

Segundo modo convectivo (fluido solo)	5	0,57	1,76	-7,58	57,45	22,82

Tercer modo convectivo (fluido solo)	12	0,65	1,52	3,06	9,39	22,93

Primer modo impulsivo (fluido mas depósito)	251	6,64	0,15	66,89	4474,16	91,2

Segundo modo impulsivo (fluido mas depósito)	259	9,34	0,11	-8,96	80,22	92,07

Tabla 32. Periodos vibración para el depósito relación H/D = 1 elevado 1m

Los modos de vibración del fluido y del sistema fluido-estructura se muestran en las siguientes figuras:

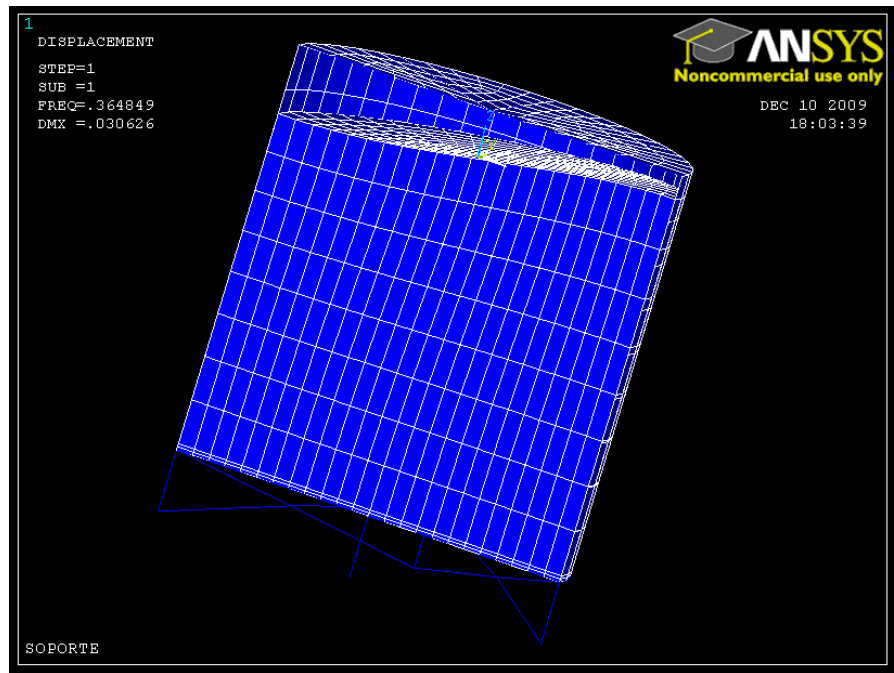


Figura 79. Modo 1 del fluido(1 del análisis) para el depósito relación H/D = 1 elevado 1m.

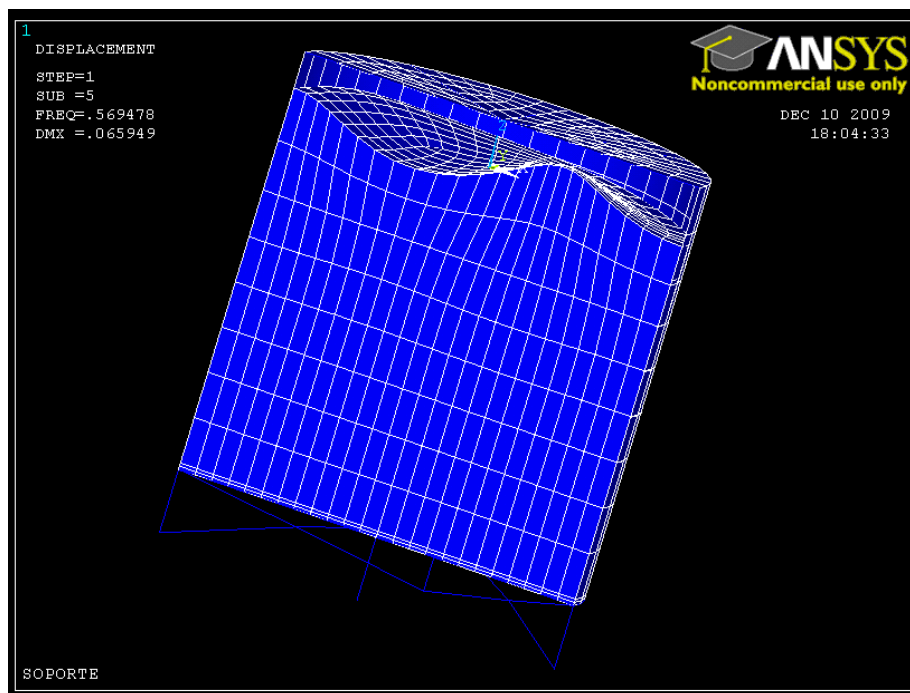


Figura 80. Modo 2 del fluido(5 del análisis) para el depósito relación H/D = 1 elevado 1m.

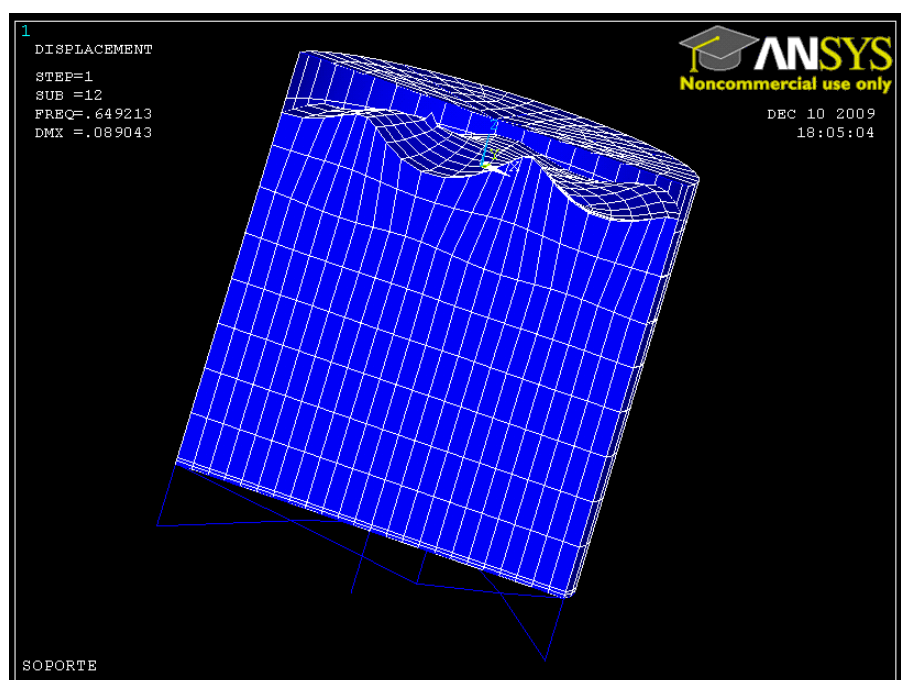


Figura 81. Modo 3 del fluido(12 del análisis) para el depósito relación H/D = 1 elevado 1m.

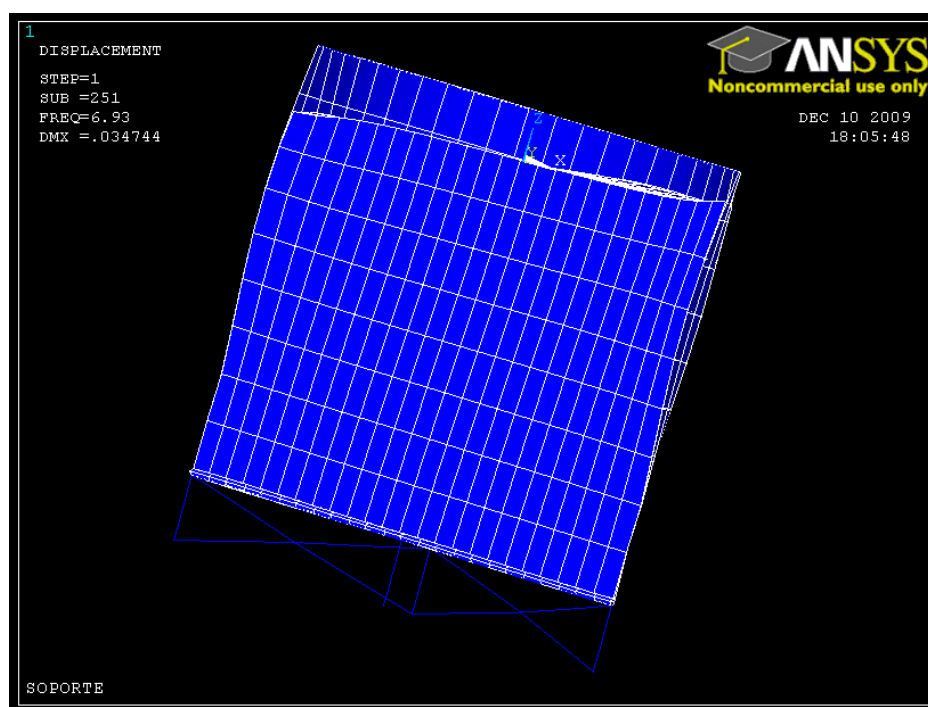


Figura 82. Modo 1 del sistema fluido-estructura para el depósito relación H/D = 1 elevado 1m.

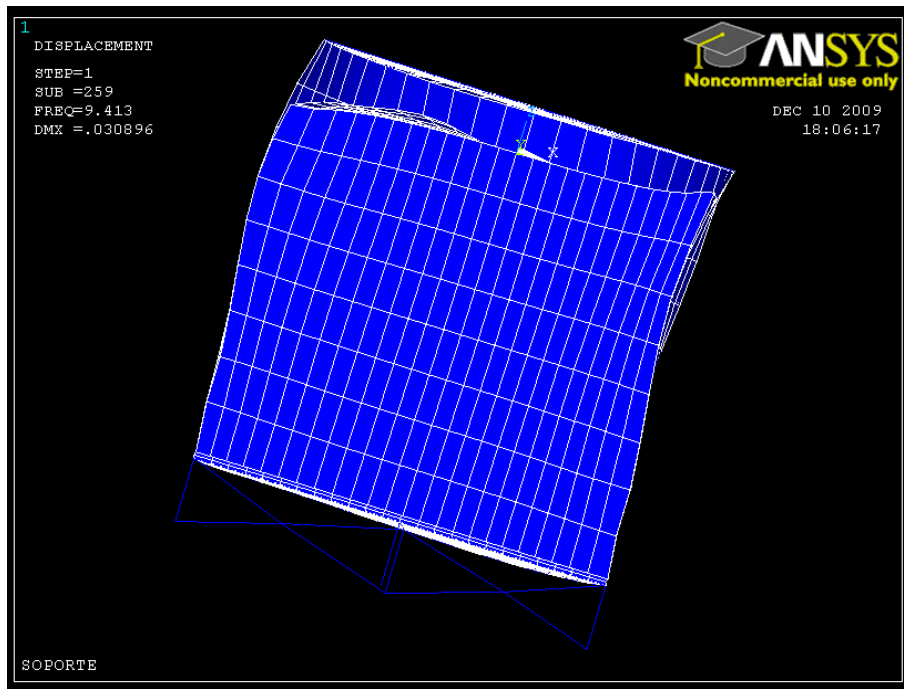


Figura 83. Modo 2 del sistema fluido-estructura para el depósito relación $H/D = 1$ elevado 1m.

Analizando los valores para los periodos obtenidos con ANSYS y comparándolos con el espectro de respuesta elástica, el modo que predominará durante el sismo será una combinación de los últimos modos de vibración del fluido y los modos del conjunto fluido-estructura, por lo que se verá vibrar al depósito y el agua se moverá como si hirviese.

A continuación del análisis modal, se ha realizado el análisis espectral de la misma forma que para el depósito apoyado sobre el terreno, sometiendo a la estructura al mismo espectro de respuesta elástica. Los resultados obtenidos para este análisis son los que se muestran a continuación:

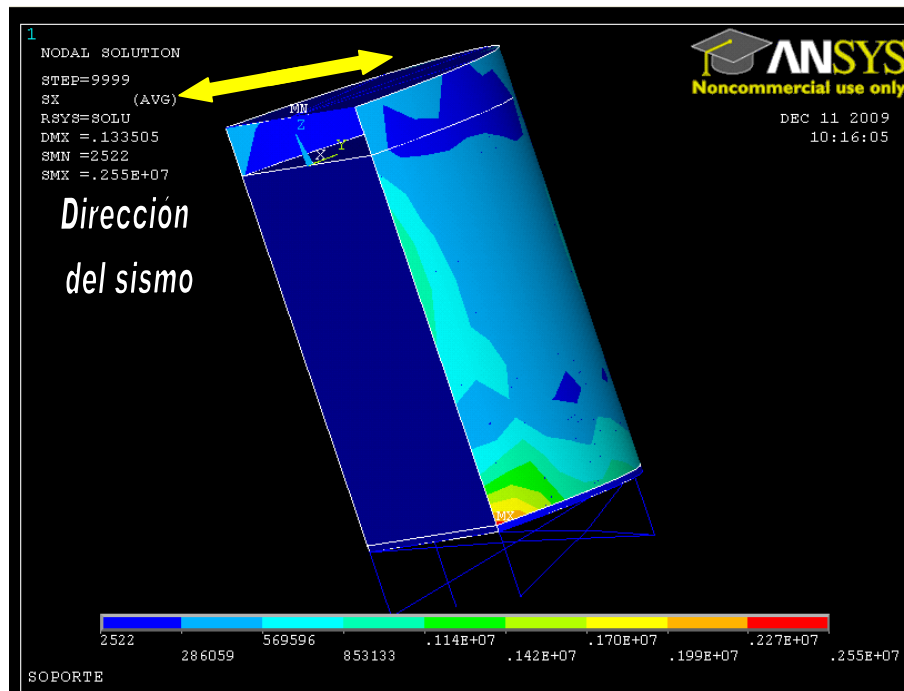


Figura 84. Tensión de tracción anular para el depósito de relación H/D = 1 y elevado 1m.

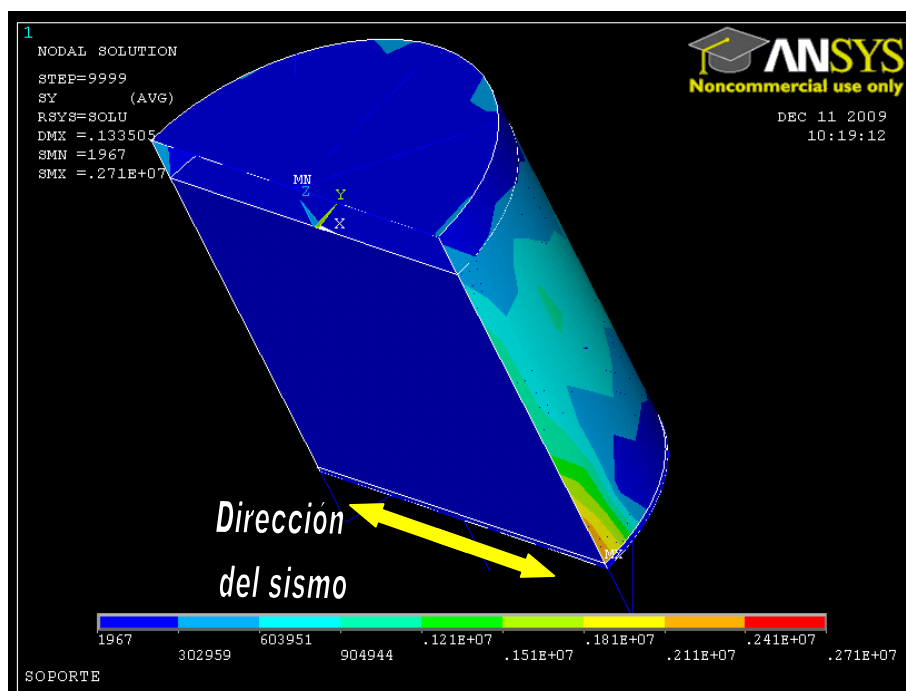


Figura 85. Tensión de compresión vertical para el depósito de relación H/D = 1 y elevado 1m.

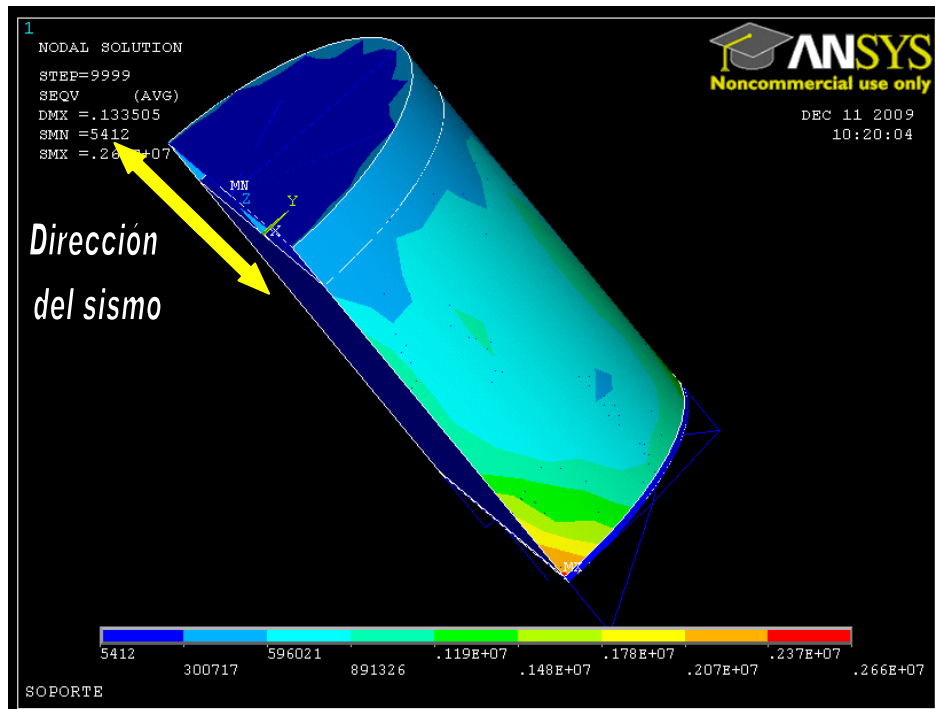


Figura 86. Tensión de Von Mises para el depósito de relación H/D = 1 y elevado 1m.

A continuación se va a calcular el coeficiente de seguridad para esta configuración, para ello a los valores de tensiones generadas por la acción del sismo se le sumará las tensiones generadas en el análisis estático, el resultado obtenido es:

$$\begin{aligned}\sigma_{VM} &= 699 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{\text{trac.anular}} &= 685 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{\text{comp.vertical}} &= 705 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

Si ahora se los dividimos al límite elástico del acero inoxidable AISI 316, obtenemos que el mínimo coeficiente de seguridad es de 3.2.

Por tanto, esta configuración de depósito soportará las tensiones producidas en él debido al sismo y a la carga estática.

5.4 DEPÓSITO DE RELACION H/D = 1 Y ELEVADO 5 M.

A continuación se muestra la modelización mediante ANSYS del conjunto de depósito y estructura:

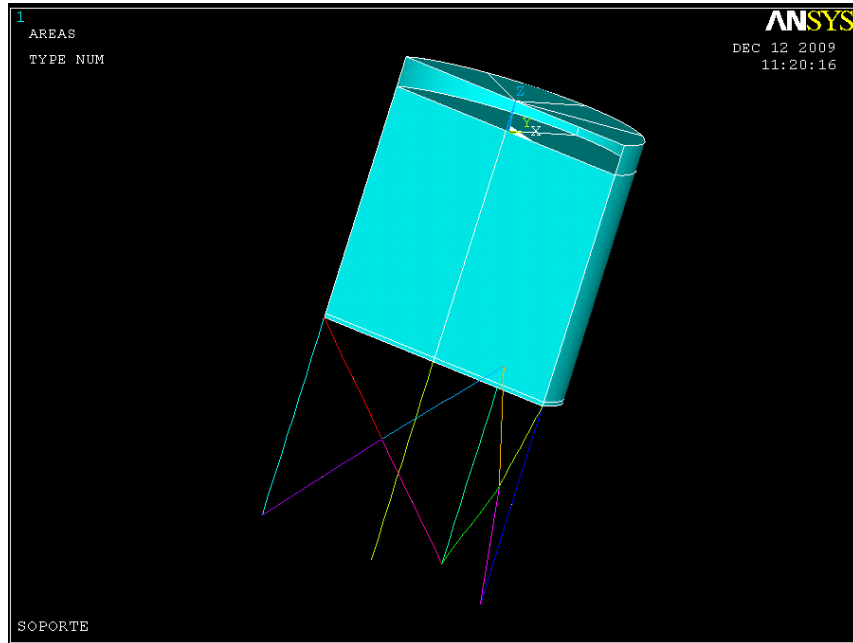


Figura 87. Representación del depósito de relación H/D = 1 y elevado 5m.

La geometría para este caso es la que se muestra en la siguiente tabla:

Parámetro	Valor
Diámetro	6.5 m
Altura	6.5 m
Nivel del agua	5.75 m
Espesor del techo	4 mm
Espesor de las paredes	5 mm
Espesor del suelo	5 mm
Altura del soporte	5 m

Tabla 33. Geometría del depósito relación H/D = 1 elevado 5m.

Después de realizar el análisis modal, se han obtenido los modos de vibración de la estructura, y los periodos de vibración de esta. Los valores se muestran en la siguiente tabla:

	Modo	Frec.	Periodo	Factor Participación	Masa Efectiva	% Masa Acumulada
Primer modo convectivo (fluido solo)	1	0,36	2,74	49,32	2432,58	23,28

Segundo modo convectivo (fluido solo)	5	0,57	1,76	-7,82	61,18	23,87

Tercer modo convectivo (fluido solo)	12	0,65	1,54	-3,26	10,26	24,00

Primer modo impulsivo (fluido mas depósito)	242	2,71	0,37	88,63	7855,25	99,22

Segundo modo impulsivo (fluido mas depósito)	259	9,17	0,11	2,13	4,55	99,62

Tabla 34. Periodos vibración para el depósito relación H/D = 1 elevado 5m.

Los modos de vibración del fluido y del sistema fluido-estructura se muestran a continuación:

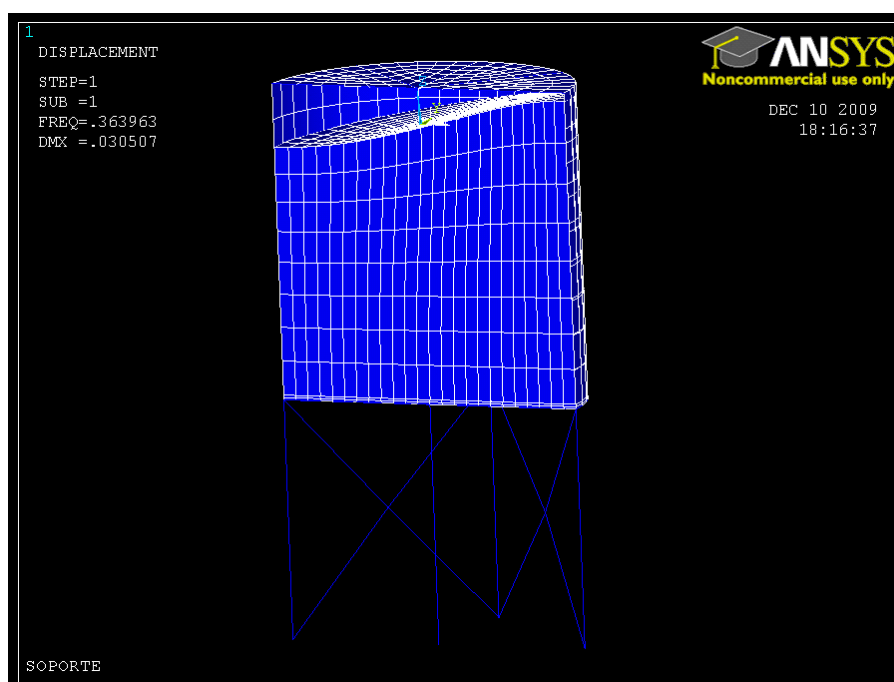


Figura 88. Modo 1 del fluido(1 del análisis) para el depósito relación H/D = 1 elevado 5m.

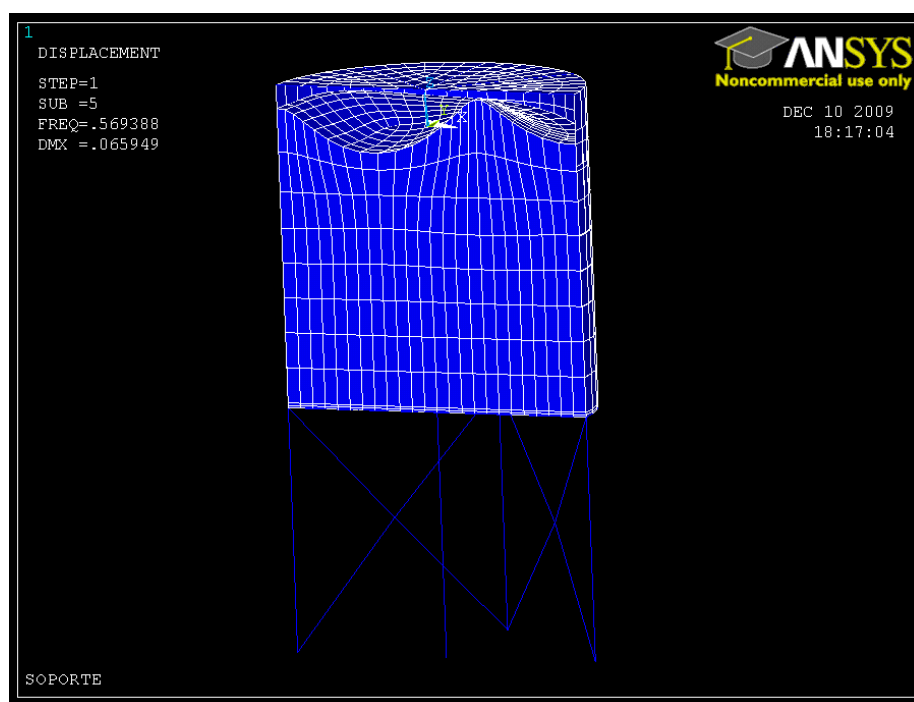


Figura 89. Modo 1 del fluido(5 del análisis) para el depósito relación H/D = 1 elevado 5m.

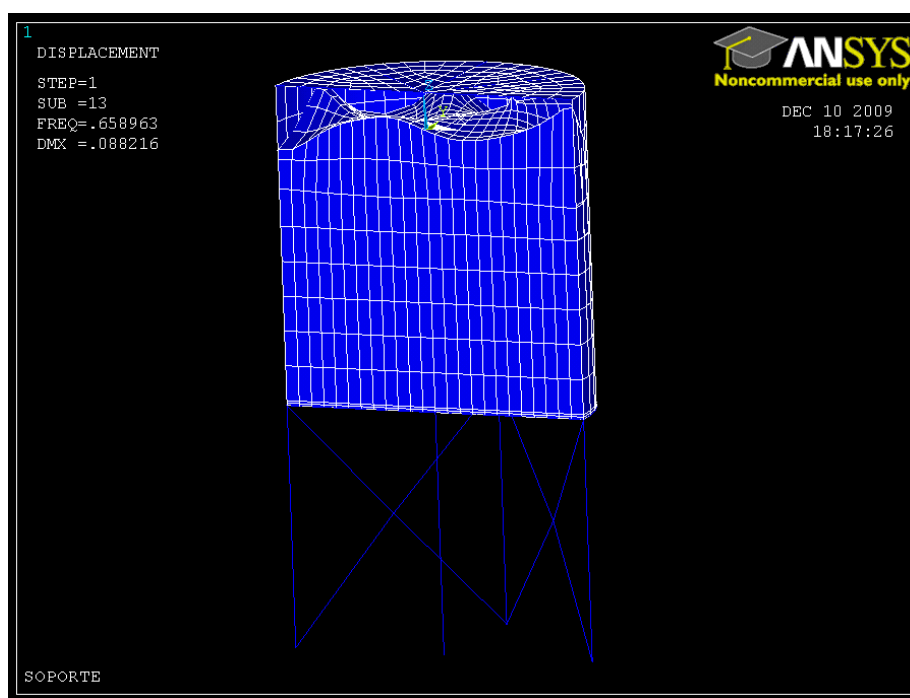


Figura 90. Modo 3 del fluido(12 del análisis) para el depósito relación H/D = 1 elevado 5m.

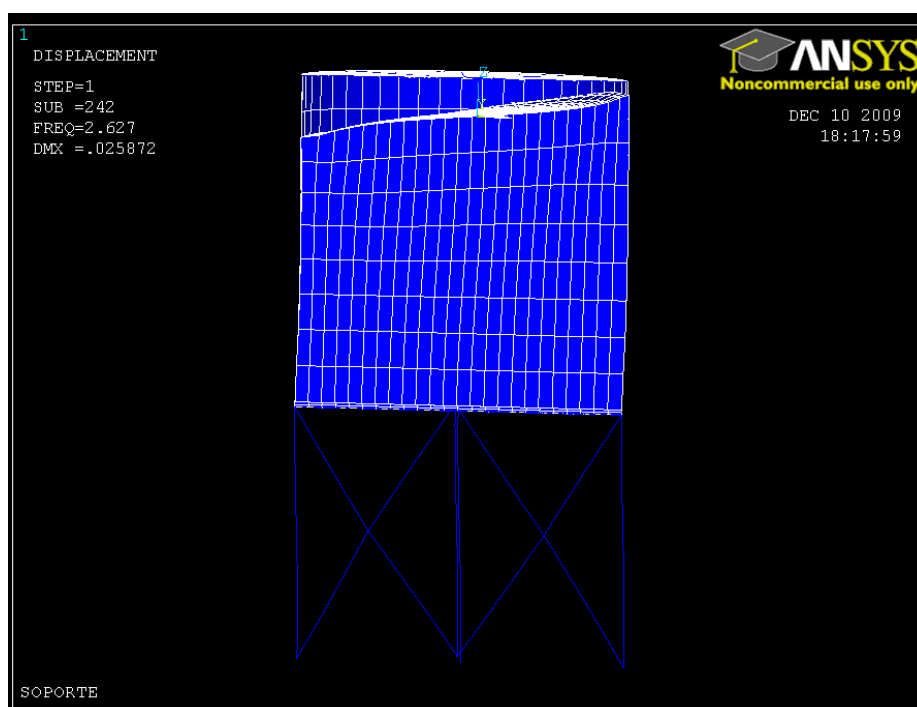


Figura 91. Modo 1 del sistema fluido-estructura para el depósito relación H/D = 1 elevado 5m.

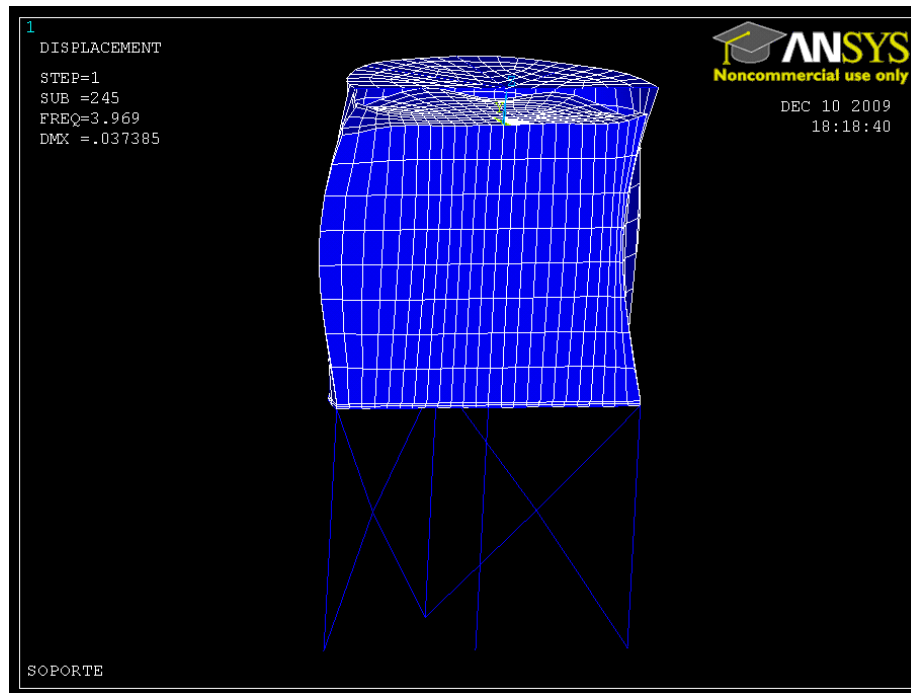


Figura 92. Modo 2 del sistema fluido-estructura para el depósito relación H/D = 1 elevado 5m.

Analizando los valores para los periodos obtenidos con ANSYS y comparándolos con el espectro de respuesta elástica, el modo que predominará durante el sismo será una combinación de los modos de vibración del conjunto fluido-estructura, por lo que se verá vibrar al depósito durante el sismo.

A continuación del análisis modal, se ha realizado el análisis espectral de la misma forma que para el depósito apoyado sobre el terreno, sometiendo a la estructura al mismo espectro de respuesta elástica. Los resultados obtenidos para este análisis son los que se muestran a continuación:

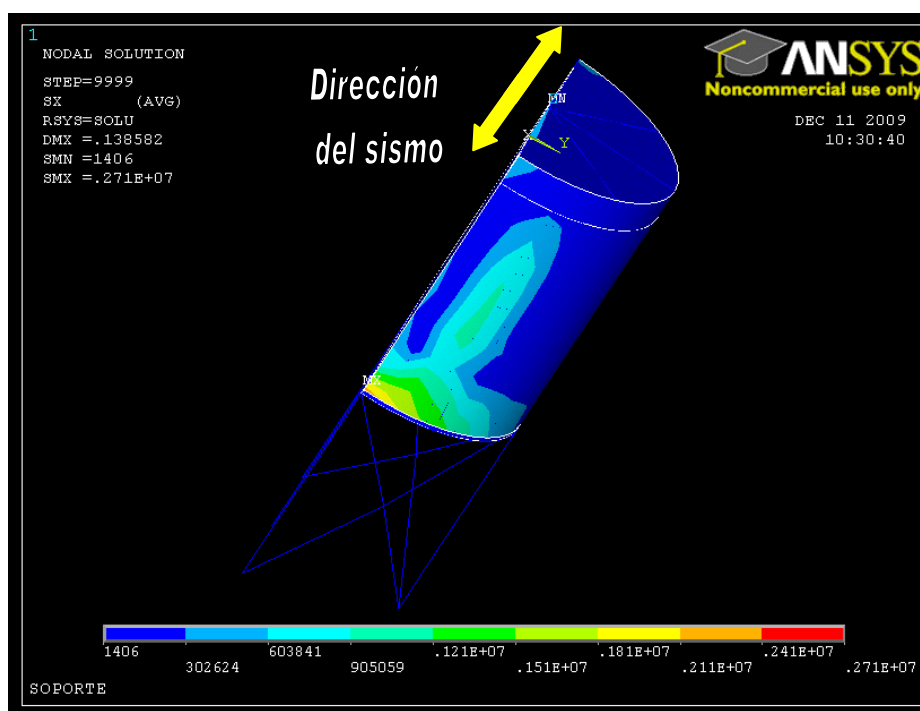


Figura 93. Tensión de tracción anular para el depósito de relación H/D = 1 y elevado 5m.

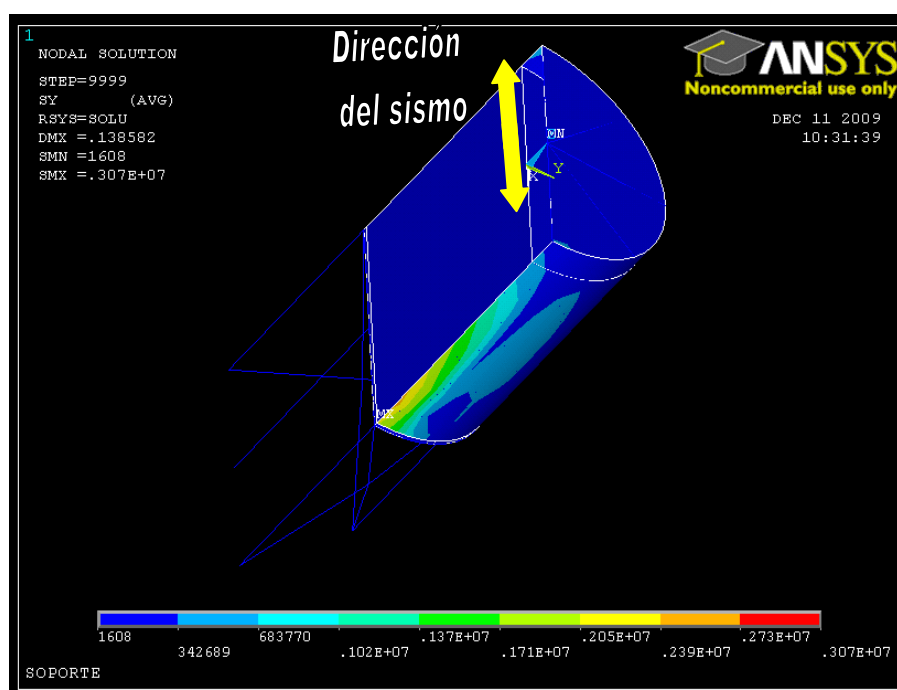


Figura 94. Tensión de compresión vertical para el depósito de relación H/D = 1 y elevado 5m.

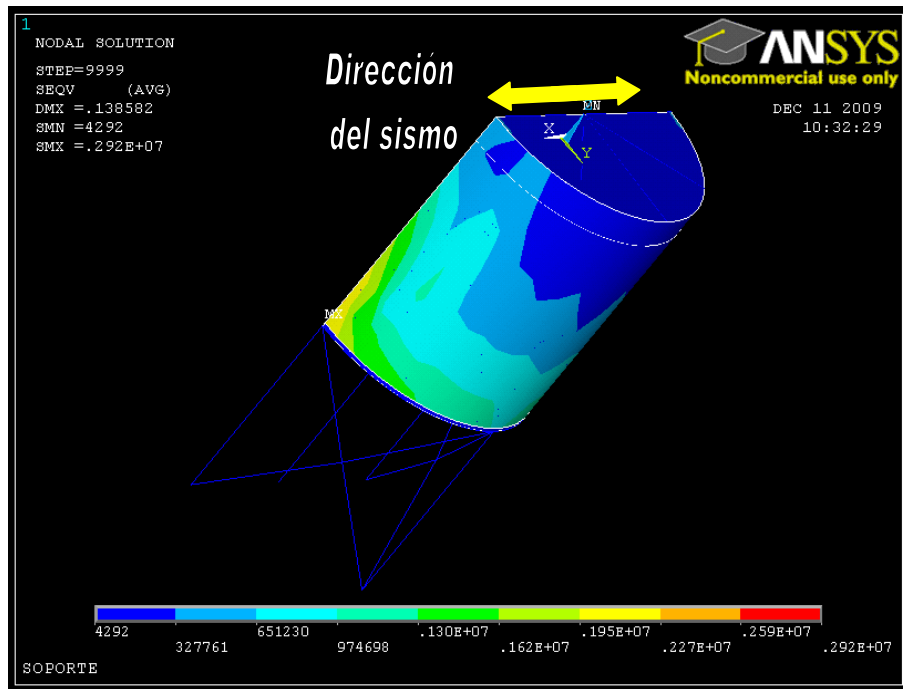


Figura 95. Tensión de Von Mises para el depósito de relación H/D = 1 y elevado 5m.

A continuación se va a calcular el coeficiente de seguridad para esta configuración, para ello, a los valores de tensiones generadas por la acción del sismo se le sumará las tensiones generadas en el análisis estático, el resultado es:

$$\begin{aligned}\sigma_{VM} &= 725 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{\text{trac.anular}} &= 701 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{\text{comp.vertical}} &= 741 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

Si ahora se los dividimos al límite elástico del acero inoxidable AISI 316, obtenemos que el mínimo coeficiente de seguridad es de 3.

Por tanto, esta configuración de depósito soportará las tensiones producidas en él debido al sismo y a la carga estática.

5.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Vamos a realizar una comparación de todas las configuraciones analizadas, para ello se muestra una tabla a modo de resumen en la que se muestran los valores de las tensiones generadas por el sismo y por el peso del fluido en estático y su correspondiente coeficiente de seguridad.

Relación	Altura soporte	σ_{VM} (MPa)	$\sigma_{trac.anular}$ (MPa)	$\sigma_{comp.vertical}$ (MPa)	Coef. seguridad
H/D = 0.4	1 m	38.9	37.1	37.6	5.8
	5 m	40.4	39	39.5	5.6
H/D = 1	1 m	68.5	67.1	69.1	3.2
	5 m	71.1	68.7	72.6	3

Tabla 35. Comparación de resultados de los depósitos elevados.

Como era de esperar cuanto mayor es la elevación del depósito las tensiones en él producidas son ligeramente superiores, debido a que el depósito al estar más elevado se vuelve más inestable debido a los movimientos del terreno y por tanto el agua contenida se mueve con una mayor fuerza.

Comparando las dos relaciones entre el alto del depósito y su diámetro se observa que para el depósito de relación H/D = 1, las tensiones que en él aparecen son mayores. Esto era de esperar, porque ya ocurría para el caso del depósito apoyado en el suelo.

En conclusión, la mejor y más segura forma de elevar un depósito es elevándolo lo menos posible y con una relación altura / diámetro de 0.4.

6

Conclusiones

6. CONCLUSIONES.

Durante la realización del presente estudio, en un primer lugar se ha aplicado el modelo analítico de Housner para estudiar el comportamiento hidrodinámico del tanque y se elaboro un modelo numérico de elementos finitos del depósito, a partir de estos dos modelos se han comparado los resultados calculados a partir de la normativa vigente para el diseño de depósitos metálicos con los obtenidos mediante el método numérico, en un segundo lugar se ha estudiado cual es la mejor configuración altura/diámetro (H/D) para la construcción de un depósito circular apoyado sobre el terreno y por último la forma óptima de elevar un depósito circular dependiendo de la altura del mismo.

A la vista de los resultados obtenidos, se concluye que:

- Se ha conseguido el objetivo principal del proyecto, que era aplicar el modelo analítico de Housner al comportamiento del depósito y elaborar un modelo de elementos finitos sometido a la acción sísmica. Comprobar la igualdad de resultados tanto de los obtenidos a partir de la aplicación de la normativa vigente para el diseño de depósitos metálicos como los obtenidos mediante el modelo numérico.
- Para el caso de depósito apoyado sobre el terreno, la configuración óptima es la de relación $H/D = 0.4$.
Presenta unos valores de tensiones aceptables en las paredes del depósito y los valores de corte basal y de momento volcante hacen que sea la configuración más estable de todas las estudiadas.

- Para el caso de depósito elevado sobre el terreno, la configuración óptima es la de una estructura de soporte de 1 m de altura y de relación $H/D = 0.4$.

Para esa altura se han obtenido los menores valores de tensiones y el depósito presenta un coeficiente de seguridad mayor que para la otra relación H/D . Se opta por la altura de 1 m ya que ahorrara costes debido a que se requiere menos material.

7

Trabajos futuros

7. TRABAJOS FUTUROS.

Desde la definición del estudio que se ha desarrollado en este proyecto, se tuvieron que tomar decisiones sobre la forma del depósito y sobre la geometría de la estructura de soporte del mismo.

A continuación se indican algunas alternativas que darían lugar a posibles trabajos futuros:

- Modelización más real del depósito, incluyendo en su representación las conexiones con tuberías y demás aparatos, ya que para conectar las tuberías al depósito hay que realizar sobre éste taladros y agujeros, siendo concentradores de tensiones y puntos críticos a estudiar.
- Refinar la malla para poder realizar una análisis cuantitativo más preciso.
- Se podría estudiar otras formas del depósito, como por ejemplo un depósito rectangular, ya que este tipo de depósitos son muy utilizados y Housner tiene un modelo analítico equivalente.
- Analizar diferentes estructuras de soporte para comprobar que configuración hace que el depósito sea más estable y así amortiguar de mejor manera las vibraciones del terreno provocadas por el sismo.

Bibliografía

BIBLIOGRAFÍA.

- [1]. ANSYS v12 Documentation (User guide, UDF guide, Tutorial guide).
- [2]. Apuntes de “Vibraciones mecánicas”.
- [3]. Apuntes de “Estructuras industriales”.
- [4]. Barbat, A. (1982): *Cálculo sísmico de las estructuras*. Ed: Editores técnicos asociados.
- [5]. Bozzo Rotondo, L. M., Barbat, A. (2004): *Diseño sismorresistente de edificios*. Ed: Reverte.
- [6]. OPS; CEPIS: *Reducción del daño sísmico : guía para las empresas de agua*.
- [7]. Husid, R. (1973): *Terremotos: análisis espectral y características de acelerogramas como base del diseño sísmico*. Ed: Andrés Bello.
- [8]. Normativa NSCR-02: *Construcción sismorresistente*.
- [9]. Norma API-650. December,1998.. American Petroleum Institute. “*Welded Steel Tanks for Oil Storage*”.
- [10]. <http://www.thyssenkrupp.cl/Documentos/fichasT/Aceros%20Inoxidables/AISI%20316-316L.pdf>.
- [11]. <http://www.goodfellow.com/S/AcerolInoxidable-AISI316.html>.
- [12]. <http://www.icespedes.com/catalog/cubas-est%C3%83%C2%A1ndar-inox-aisi-3000-adelante-p-33.html>.
- [13]. http://fluidos.eia.edu.co/fluidos/propiedades/elasticidad_liquidos.html.
- [14]. <http://www.ansys.com/customerportal/>. Ansys Customer Portal.
- [15]. <http://www.wikipedia.org/>. Wikipedia.

Anexos

ANEXO A. NORMA API-650, APÉNDICE E.

APPENDIX E—SEISMIC DESIGN OF STORAGE TANKS

● E.1 Scope

This appendix provides minimum requirements that may be specified by the purchaser for the design of storage tanks subject to seismic load. These requirements represent accepted practice for application to flat-bottom tanks; however, other procedures and applicable factors or additional requirements may be specified by the purchaser or jurisdictional authorities. Any deviation from the requirements of this appendix must be by agreement between the purchaser and the manufacturer.

Note: The basis for these requirements, together with the formulas for the design curves in Figures E-2 through E-5 and information for calculating other seismic effects, is included in a paper by R. S. Wozniak and W. W. Mitchell, "Basis of Seismic Design Provisions for Welded Steel Oil Storage Tanks."¹⁸

03 |

E.2 General

The design procedure considers two response modes of the tank and its contents:

- a. The relatively high-frequency amplified response to lateral ground motion of the tank shell and roof, together with the portion of the liquid contents that moves in unison with the shell.
- b. The relatively low-frequency amplified response of the portion of the liquid contents that moves in the fundamental sloshing mode.

The design requires the determination of the hydrodynamic mass associated with each mode and the lateral force and overturning moment applied to the shell as a result of the response of the masses to lateral ground motion. Provisions are included to assure stability of the tank shell with respect to overturning and to preclude buckling of the tank shell as a result of longitudinal compression.

This appendix has no provisions for determining the increased hoop tension that would result from earthquake motion. The increased hoop tension, correctly calculated from the lateral force coefficients specified in this appendix, would not increase the hoop stresses above a generally acceptable stress level that could be used for seismic design of the tank shell.

E.3 Design Loading

E.3.1 OVERTURNING MOMENT

Note: The overturning moment determined in E.3.1 is the moment applied to the bottom of the shell only. The tank foundation is sub-

jected to an additional overturning moment as a result of lateral displacement of the tank contents; this additional moment may need to be considered in the design of some foundations, such as pile-supported concrete mats.

The overturning moment due to seismic forces applied to the bottom of the shell shall be determined as follows:

$$M = ZI (C_1 W_s X_s + C_1 W_r H_r + C_1 W_1 X_1 + C_2 W_2 X_2)$$

where

- M = overturning moment applied to the bottom of the tank shell, in N-m (ft-lbf),
- Z = seismic zone factor (horizontal seismic acceleration) as determined by the purchaser or the appropriate government authority that has jurisdiction. The seismic zone maps of Figure E-1, the seismic zone tabulation for areas outside the United States (see Table E-1), or the *Supplement to National Building Code of Canada* may be used as an aid to determine the seismic zone. Table E-2 can be used to determine the seismic zone factor, Z ,
- I = importance factor,
= 1.0 for all tanks unless a larger importance factor is specified by the purchaser. The I factor should not exceed 1.25, and this maximum value should be applied only to tanks that must provide emergency post-earthquake service or to tanks that store toxic or explosive substances in areas where an accidental release of product would be considered to be dangerous to the safety of the general public,
- C_1, C_2 = lateral earthquake force coefficients determined according to E.3.3,
- W_s = total weight of the tank shell, in N (lbf),
- X_s = height from the bottom of the tank shell to the shell's center of gravity, in m (ft),
- W_r = total weight of the tank roof (fixed or floating) plus a portion of the snow load, if any, specified by the purchaser, in N (lbf),
- H_r = total height of the tank shell, in m (ft),
- W_1 = weight of the effective mass of the tank contents that move in unison with the tank shell, as determined according to E.3.2.1, in N (lbf),
- X_1 = height from the bottom of the tank shell to the centroid of lateral seismic force applied to W_1 , as determined according to E.3.2.2, in m (ft),
- W_2 = weight of the effective mass of the tank contents that move in the first sloshing mode, as determined according to E.3.2.1, in N (lbf),
- X_2 = height from the bottom of the tank shell to the centroid of lateral seismic force applied to W_2 , as determined according to E.3.2.2, in m (ft).

03 | ¹⁸R. S. Wozniak and W. W. Mitchell, "Basis of Seismic Design Provisions for Welded Steel Oil Storage Tanks," 1978 *Proceedings—Refining Department*, Volume 57, American Petroleum Institute, Washington, D.C., 1978, pp. 485–501.

Table E-1—Seismic Zone Tabulation for Areas Outside the United States

Location	Seismic Zone	Location	Seismic Zone
Asia		Pacific Ocean area	
Turkey		Caroline Islands	
Ankara	2B	Koror, Paulau	2B
Karamursel	3	Ponape	0
Atlantic Ocean area		Johnston Island	1
Azores	2B	Kwajalein	1
Bermuda	1	Mariana Island	
Caribbean		Guam	3
Bahama Islands	1	Saipan	3
Canal Zone	2B	Tinian	3
Leeward Islands	3	Marcus Island	1
Puerto Rico	3	Okinawa	3
Trinidad Island	2B	Philippine Islands	3
North America		Samoa Islands	3
Greenland	1	Wake Island	0
Iceland			
Keflavik	3		

E.3.2 EFFECTIVE MASS OF TANK CONTENTS

E.3.2.1 The effective masses W_1 and W_2 may be determined by multiplying W_T by the ratios W_1/W_T and W_2/W_T , respectively, obtained from Figure E-2 for the ratio D/H .

where

- 03 ● W_T = total weight of the tank contents, in N (lbf).
(The specific gravity of the product shall be specified by the purchaser.),
 D = nominal tank diameter, in m (ft) (see 3.6.1.1, Note 1),
 H = maximum design liquid level, in m (ft) (see 3.6.3.2).

E.3.2.2 The heights from the bottom of the tank shell to the centroids of the lateral seismic forces applied to W_1 and W_2 , X_1 and X_2 , may be determined by multiplying H by the ratios X_1/H and X_2/H , respectively, obtained from Figure E-3 for the ratio D/H .

- 03 ● E.3.2.3 The curves in Figures E-2 and E-3 are based on a modification of the equations presented in ERDA Technical Information Document 7024.¹⁹ Alternatively, W_1 , W_2 , X_1 , and X_2 may be determined by other analytical procedures based on the dynamic characteristics of the tank.

E.3.3 LATERAL FORCE COEFFICIENTS

E.3.3.1 The lateral force coefficient C_1 shall be 0.60 unless the product of ZIC_1 and the product of ZIC_2 are determined as outlined in E.3.3.3.

- 03 ● ¹⁹ERDA Technical Information Document 7024, *Nuclear Reactors and Earthquakes* (prepared by Lockheed Aircraft Corporation and Holmes & Narver, Inc.), U.S. Atomic Energy Commission, August 1963.

Table E-2—Seismic Zone Factor

Seismic Factor (from Figure E-1 or other sources)	Seismic Zone Factor (horizontal acceleration)
1	0.075
2A	0.15
2B	0.20
3	0.30
4	0.40

E.3.3.2 The lateral force coefficient C_2 shall be determined as a function of the natural period of the first sloshing mode, T , and the soil conditions at the tank site unless otherwise determined by the method given in E.3.3.3. When T is less than or equal to 4.5,

$$C_2 = \frac{0.75S}{T}$$

When T is greater than 4.5,

$$C_2 = \frac{3.375S}{T^2}$$

where

S = site coefficient from Table E-3

T = natural period of the first sloshing mode, in seconds. T may be determined from the following equation:

In SI units:

$$T = 1.81k(D^{0.5})$$

where D = nominal tank diameter in m.

In U.S. Customary units:

$$T = k(D^{0.5})$$

where D = nominal tank diameter in ft.

k = factor obtained from Figure E-4 for the ratio D/H .

- E.3.3.3 Alternatively, by agreement between the purchaser and the manufacturer, the lateral force determined by the products of ZIC_1 and ZIC_2 may be determined from response spectra established for the specific tank site and furnished by the purchaser; however, the lateral force ZIC_1 shall not be less than that determined in accordance with E.3.1 and E.3.3.1.

The response spectra for a specific site should be established considering the active faults within the region, the types of faults, the magnitude of the earthquake that could be generated by each fault, the regional seismic activity rate, the proximity of the site to the potential source faults, the attenuation of the ground motion between the faults and the site, and the soil conditions at the site. The spectrum for the factor ZIC_1 should be established for a damping coefficient of 2% of critical. Scaling of the response spectrum to account for the reserve capacity of the tank is permissible. The acceptable reserve capacity shall be specified by the purchaser and can be determined from table tests, field observations, and the ductility of the structure.

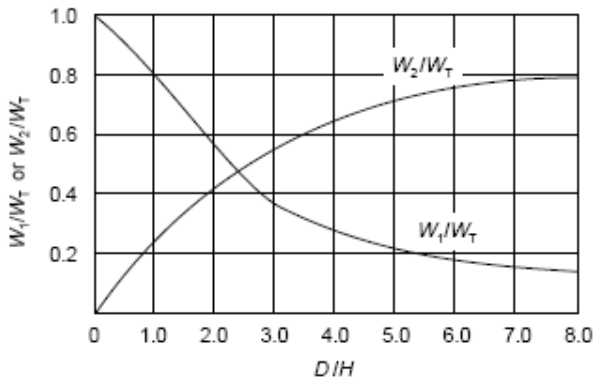


Figure E-2—Effective Masses

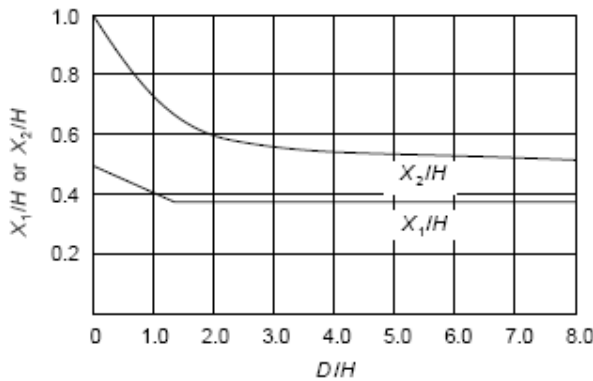
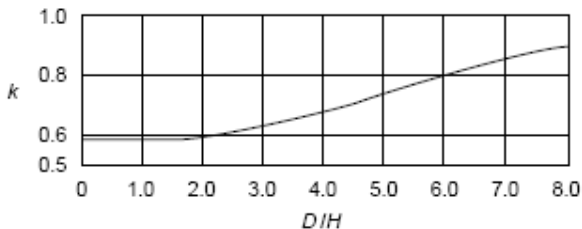


Figure E-3—Centroids of Seismic Forces

Figure E-4—Factor k

The spectrum for the factor ZIC_2 should correspond to the spectrum for ZIC_1 modified for a damping coefficient of 0.5% of critical. In determining the factor ZIC_1 from the spectrum, the fundamental period of the tank with its contents shall be taken into account unless the maximum spectral acceleration is used.

E.4 Resistance to Overturning

E.4.1 Resistance to the overturning moment at the bottom of the shell may be provided by the weight of the tank shell and by the anchorage of the tank shell or, for unanchored tanks, the weight of a portion of the tank contents adjacent to the shell. For unanchored tanks, the portion of the contents that may be used to resist overturning depends on the width of the bottom plate under the shell that lifts off the foundation and may be determined as follows:

In SI units:

$$w_L = 99 t_b \sqrt{F_{by} G H}$$

However, w_L shall not exceed $196 G H D$

where

w_L = maximum weight of the tank contents that may be used to resist the shell overturning moment, in N/m of shell circumference,

t_b = thickness of the bottom plate under the shell, in mm, used to calculate w_L (see E.4.2),

F_{by} = minimum specified yield strength of the bottom plate under the shell, MPa,

● G = design specific gravity of the liquid to be stored, as specified by the purchaser,

H = maximum design liquid level, m (see 3.6.3.2),

D = nominal tank diameter, m (see 3.6.1.1, Note 1).

In U.S. Customary units:

$$w_L = 7.9 t_b \sqrt{F_{by} G H}$$

However, w_L shall not exceed $1.25 G H D$

where

w_L = maximum weight of the tank contents that may be used to resist the shell overturning moment, in lbf/ft of shell circumference,

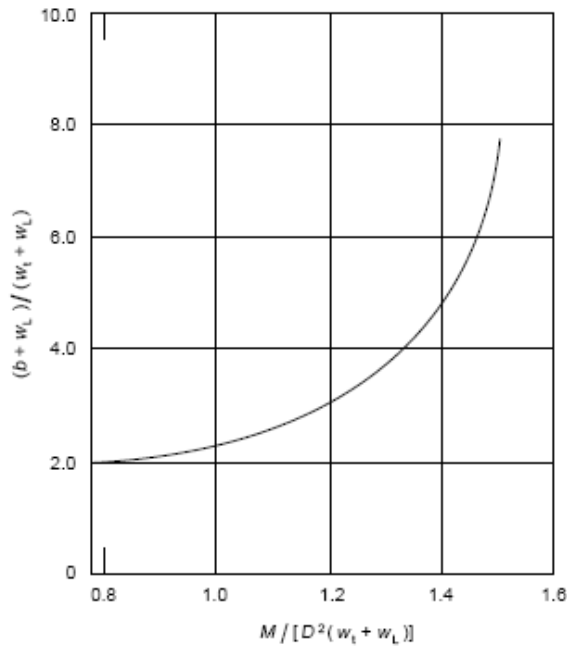
t_b = thickness of the bottom plate under the shell in inches, used to calculate w_L (see E.4.2),

F_{by} = minimum specified yield strength of the bottom plate under the shell (lbf/in.²),

● G = design specific gravity of the liquid to be stored, as specified by the purchaser,

H = maximum design liquid level (ft) (see 3.6.3.2),

D = nominal tank diameter (ft) (see 3.6.1.1, Note 1).



Note: This figure may be used to compute b when $M / [D^2(w_t + w_L)]$ is greater than 0.785 but less than or equal to 1.5 (see E.5.1).

Figure E-5—Compressive Force b

E.4.2 The thickness of the bottom plate under the shell may be greater than or equal to t_b , but the thickness, t_b , used to calculate w_L shall not exceed the larger of 6 mm ($1/4$ in.) or the first shell course thickness less the shell corrosion allowance, nor shall t_b exceed the actual thickness of the bottom plate under the shell less the corrosion allowance for the bottom plate. Where the bottom plate under the shell is thicker than the remainder of the bottom, the width of the thicker plate under the shell shall be equal to or greater than:

In SI units:

$$0.1745 \times 10^{-3} w_L / GH \text{ (m)}$$

In U.S. Customary units:

$$0.0274 \times 10^{-3} w_L / GH \text{ (ft)}$$

E.5 Shell Compression

E.5.1 UNANCHORED TANKS

For unanchored tanks, the maximum longitudinal compressive force at the bottom of the shell may be determined as follows: When $M / [D^2(w_t + w_L)]$ is less than or equal to 0.785,

$$b = w_t + \frac{1.273M}{D^2}$$

When $M / [D^2(w_t + w_L)]$ is greater than 0.785 but less than or equal to 1.5, b may be computed from the value of the following parameter obtained from Figure E-5:

Table E-3—Site Coefficients (See Note)

Type	Description	S Factor
S_1	A soil profile with either a) a rock-like material characterized by a shear wave velocity greater than 760 m/sec (2500 ft/sec) or by other suitable means of classification or b) stiff or dense soil conditions where the soil depth is less than 60 m (200 ft).	1.0
S_2	A soil profile with stiff or dense soil conditions where the soil depth exceeds 60 m (200 ft).	1.2
S_3	A soil profile 12 m (40 ft) or more in depth containing more than 6 m (20 ft) of soft to medium stiff clay but more than 12 m (40 ft) of soft clay.	1.5
S_4	A soil profile containing more than 12 m (40 ft) of soft clay.	2.0

Note: The site factor shall be established from properly substantiated geotechnical data. In locations where the soil properties are not known in sufficient detail to determine the soil profile type, soil profile S_3 shall be used. Soil profile S_4 need not be assumed unless the building official determines that soil profile S_4 may be present at the site or in the event that soil profile S_4 is established by geotechnical data.

$$\frac{b + w_L}{w_t + w_L}$$

When $M / [D^2(w_t + w_L)]$ is greater than 1.5 but less than or equal to 1.57,

$$\frac{b + w_L}{w_t + w_L} = \frac{1.490}{\left[1 - \frac{0.637M}{D^2(w_t + w_L)}\right]^{0.5}}$$

where

- b = maximum longitudinal compressive force at the bottom of the shell, in N/m (lbf/ft) of shell circumference,
- w_t = weight of the tank shell and the portion of the fixed roof supported by the shell, in N/m (lbf/ft) of shell circumference.

When $M / [D^2(w_t + w_L)]$ is greater than 1.57 or when $b/1000t$ ($b/12t$) is greater than F_a (see E.5.3), the tank is structurally unstable. It is then necessary to take one of the following measures:

- a. Increase the thickness of the bottom plate under the shell, t_b , to increase w_L without exceeding the limitations of E.4.1 and E.4.2.
- b. Increase the shell thickness, t .
- c. Change the proportions of the tank to increase the diameter and reduce the height.
- d. Anchor the tank in accordance with E.6.

E.5.2 ANCHORED TANKS

For anchored tanks, the maximum longitudinal compressive force at the bottom of the shell may be determined as follows:

$$b = w_t + \frac{1.273M}{D^2}$$

E.5.3 MAXIMUM ALLOWABLE SHELL COMPRESSION

00 The maximum longitudinal compressive stress in the shell, $b/1000t$ ($b/12t$), shall not exceed the maximum allowable stress, F_a , determined by the following formulas for F_a , which take into account the effect of internal pressure due to the liquid contents. When GHD^2/t^2 is greater than or equal to 44 (SI units) [10^6 U.S. Customary Units)],

In SI units:

$$F_a = \frac{83t}{D}$$

When GHD^2/t^2 is less than 44,

00
$$F_a = \frac{83t}{2.5D} + 7.5\sqrt{GH}$$

However, F_a shall not be greater than $0.5F_y$,

where

- G = design specific gravity of the liquid to be stored, as specified by the purchaser,
- H = maximum design liquid level, m (see 3.6.3.2),
- D = nominal tank diameter, m (see 3.6.1.1, Note 1).
- t = thickness of the bottom shell course, excluding any corrosion allowance, in mm.
- F_a = maximum allowable longitudinal compressive stress in the shell, in MPa.
- F_y = minimum specified yield strength of the bottom shell course, in MPa.

In U.S. Customary units:

$$F_a = \frac{10^6 t}{D}$$

When GHD^2/t^2 is less than 10^6 ,

00
$$F_a = \frac{10^6 t}{2.5D} + 600\sqrt{GH}$$

However, F_a shall not be greater than $0.5F_y$,

where

- G = design specific gravity of the liquid to be stored, as specified by the purchaser,
- H = maximum design liquid level (ft) (see 3.6.3.2),
- D = nominal tank diameter (ft) (see 3.6.1.1, Note 1),
- t = thickness of the bottom shell course, excluding any corrosion allowance (in.),
- F_a = maximum allowable longitudinal compressive stress in the shell (lb/in.²),
- F_y = minimum specified yield strength of the bottom shell course (lb/in.²).

E.5.4 UPPER SHELL COURSES

If the thickness of the lower shell course calculated to resist the seismic overturning moment is greater than the thickness required for hydrostatic pressure, both excluding any corrosion allowance, then the calculated thickness of each upper shell course for hydrostatic pressure shall be increased in the same proportion, unless a special analysis is made to determine the seismic overturning moment and corresponding stresses at the bottom of each upper shell course.

E.6 Anchorage of Tanks

E.6.1 MINIMUM ANCHORAGE

When tanks are anchored, then w_L (see E.4.1) shall not be used to reduce the uplifting load on the anchors. The anchorage shall be designed in accordance with 3.12.

E.6.2 DESIGN CONSIDERATIONS

E.6.2.1 If an anchored tank is not properly designed, its shell can be susceptible to tearing. Care should be taken to ensure that the strength of the anchorage attachments is greater than the specified minimum yield strength of the anchors so that the anchors yield before the attachments fail. Experience has shown that properly designed anchored tanks retain greater reserve strength with respect to seismic overload than unanchored tanks retain.

E.6.2.2 On tanks less than 15 m (50 ft) in diameter, the spacing between anchors shall not exceed 1.8 m (6 ft).

E.6.2.3 The anchor attachment assembly and the attachment to the shell shall be designed for a load equal to the minimum specified yield strength multiplied by the as-built minimum cross-sectional area of the anchor.

E.6.2.4 The embedment strength of the anchor in the foundation shall be sufficient to develop the specified minimum yield strength of the anchor. Hooked anchors or end plates may be used to resist pullout.

● E.6.2.5 The purchaser should specify any corrosion allowance that is to be added to the anchor dimensions. The furnished anchors, including their corrosion allowance, shall be used to determine the design loads for the shell attachment and embedment requirements.

● E.6.2.6 When specified by the purchaser, the anchors shall be designed to allow for thermal expansion of the tank resulting from a shell temperature greater than 90°C (200°F).

E.7 Piping

Suitable flexibility shall be provided in the vertical direction for all piping attached to the shell or to the bottom of the tank. On unanchored tanks subject to bottom uplift, piping connected to the bottom shall be free to lift with the bottom or

shall be located so that the horizontal distance measured from the shell to the edge of the connecting reinforcement is equal to the width of the bottom hold-down, as calculated in E.4.2, plus 300 mm (12 in.).

E.8 Additional Considerations

- **E.8.1** The purchaser shall specify any freeboard desired to minimize or prevent overflow and damage to the roof and upper shell that may be caused by sloshing of the liquid contents.
- **E.8.2** The base of the roof-supporting columns shall be restrained to prevent lateral movement during earthquakes.

When specified by the purchaser, the columns shall be designed to resist the forces caused by sloshing of the liquid contents.

E.8.3 The additional vertical forces at the shell caused by the seismic overturning moment shall be considered in the design of the tank foundation.

E.8.4 Unless otherwise required, tanks that may be subject to sliding due to earthquake shall use a maximum allowable sliding friction of 0.40 multiplied by the force against the tank bottom.

ANEXO B. COMANDOS DEL MODELO DE DEPOSITO APOYADO.

```

/FILNAME,DEPOSITODANI,1
/TITLE,DEPOSITODANI
!
! DEPOSITO CON PLANCHA BASAL, CON TECHO Y SIN GAP USANDO UN SOLIDO COMO
EL FLUIDO
/PREP7
CSYS,1                      !COORDENADAS CILINDRICAS
*AFUN,DEG                  !UNIDADES ANGULARES EN GRADOS
/VUP,,Z                    !EJE Z EN LA VERTICAL

!-----
!UNIDADES
!-----
!Longitud      m
!Tiempo        sg
!Aceleración   m/sg²
!Masa          Kg*sg²/m
!Fuerza        Kg
!Esfuerzo      Kg/m²
!Densidad      Kg*/m²

!-----
!GEOMETRIA DEL ESTANQUE
!-----
!Altura del Líquido   : 3 m
!Radio del deposito  : 4.5 m
!Altura del deposito  : 3.5 m
!Espesor de Pared    : 5 mm
!Espesor de Fondo    : 5 mm
!Espesor de Techo    : 4 mm
!Tipo de Fluido      : AGUA

!-----
!CONSTANTES O VARIABLES
!-----
G   = 9.81           !Aceleración de gravedad
H1  = 3              !Altura del Líquido
H2  = 3.5            !Altura Total del estanque
H   = H2-H1          !Altura del deposito sobre el nivel del líquido
DIAM = 9             !Diámetro del fluido
RAD  = DIAM/2        !Radio del fluido
NDIV1 = 12           !Número de divisiones en un radio del liquido
NDIV2 = 8             !Número de divisiones en la profundidad del líquido
NDIV3 = 1            !Número de divisiones en la altura sobre el líquido
NDIV4 = 1            !Numero de divisiones en las vigas de techo y columna
ESP1 = 0.005         !Espesor del manto del estanque
ESP2 = 0.004         !Espesor de plancha de techo
ESP3 = 0.005         !Espesor de plancha de fondo
PW   = 1000          !Densidad de masa del agua
PS   = 7960          !Densidad de masa del acero
DW   = PW/G          !Densidad de masa del agua
DS   = PS/G          !Densidad de masa del acero
EW   = 224.26e6      !Modulo de Bulk del agua (metido en Kg/m2)
ES   = 1.94E10       !Modulo de elasticidad del acero (metido en Kg/m2)
MODOS = 600          !Número de modos de vibrar a considerar en el Análisis Modal

```

```

!
ET,1,FLUID80,,1
MP,EX,1,EW
MP,PRXY,1,0
MP,DENS,1,DW
!
ET,2,SHELL63
MP,EX,2,ES
MP,PRXY,2,0.3
MP,DENS,2,DS
!
R,1,ESP1      !CONSTANTE REAL 1 (MANTO DEL ESTANQUE)
R,2,ESP2      !CONSTANTE REAL 2 (PLANCHA DE TECHO)
R,3,ESP3      !CONSTANTE REAL 3 (PLANCHA BASAL)
!
!-----
!PARAMENTROS DE VIGAS PRINCIPALES      (IPE 220)
!-----
ET,3,BEAM4
R,4,33.4e-4,2.772e-5,2.049e-6,0.22,0.11
!
!-----
!GENERACION DEL VOLUMEN DE FLUIDO
!-----
CYL4,0,0,RAD,90,,,-H1
VGEN,2,1,,,,,90
VGLUE,ALL
NUMMRG,KP
NUMCMP,ALL
LSEL,S,,,7,10
LESIZE,ALL,,,NDIV2
LSEL,INVE
LESIZE,ALL,,,NDIV1
LSEL,ALL
ALLSEL
!-----
!GENERACION DE PLANCHA BASAL
!-----
TYPE,2
MAT,2
REAL,3
WPOFFS,,,H1
CYL4,0,0,RAD,90
AGEN,2,10,,,,,90
ASEL,S,,,10,11,,1
AGLUE,ALL
NUMMRG,KP
NUMCMP,ALL
ALLSEL
WPOFFS,,,H1
WPSTYLE,,,,,,,0
!-----
!GENERACION DEL MANTO DEL ESTANQUE
!-----
TYPE,2
MAT,2
REAL,1
K,,RAD,0,0      !GENERA EL KEYPOINT 13
K,,RAD,90,0     !GENERA EL KEYPOINT 14
K,,RAD,180,0    !GENERA EL KEYPOINT 15

```


K,,RAD,0,H	!GENERA EL KEYPOINT 16
K,,RAD,45,H	!GENERA EL KEYPOINT 17
K,,RAD,90,H	!GENERA EL KEYPOINT 18
K,,RAD,135,H	!GENERA EL KEYPOINT 19
K,,RAD,180,H	!GENERA EL KEYPOINT 20
A,9,10,14,13	!GENERA EL AREA 12
A,10,12,15,14	!GENERA EL AREA 13
A,13,14,18,16	!GENERA EL AREA 14
A,14,15,20,18	!GENERA EL AREA 15
ASEL,S,,12,15,1	
AGLUE,ALL	
ALLSEL	

!-----
!GENERACION DE LAS VIGAS PRINCIPALES DEL TECHO
!-----

K,,0,0,H	!GENERA EL KEYPOINT 21
K,,RAD,0,H	!GENERA EL KEYPOINT 22
K,,RAD,45,H	!GENERA EL KEYPOINT 23
K,,RAD,90,H	!GENERA EL KEYPOINT 24
K,,RAD,135,H	!GENERA EL KEYPOINT 25
K,,RAD,180,H	!GENERA EL KEYPOINT 26
L,21,23	!GENERA LA LINEA 30
L,21,22	!GENERA LA LINEA 31
L,21,25	!GENERA LA LINEA 32
L,21,26	!GENERA LA LINEA33
L,21,24	!GENERA LA LINEA 34
ALLSEL	

!-----
!GENERACION DE LA PLANCHA DE TECHO
!-----

TYPE,2	
MAT,2	
REAL,2	
A,21,22,23	!GENERACION DEL AREA 16
A,21,23,24	!GENERACION DEL AREA 17
A,21,24,25	!GENERACION DEL AREA 18
A,21,25,26	!GENERACION DEL AREA 19
ASEL,S,,16,19,1	
AGLUE,ALL	
ASEL,S,,16,19,1	
ASEL,A,,12,15,1	
LSLA	
KSLL	
NUMMRG,KP	
NUMCMP,ALL	
ALLSEL	

!-----
!MALLADO DE LAS VIGAS PRINCIPALES
!-----

TYPE,3
MAT,2
REAL,4
LSEL,S,,30,34,1
ESIZE,,NDIV1/2
LMESH,30,34,1

!-----
!MALLADO DEL MANTO DEL ESTANQUE
!-----

TYPE,2
MAT,2

```

REAL,1
LSEL,S,,,20,22,2
LSEL,A,,,23
LESIZE,ALL,,,NDIV2
LSEL,S,,,15,24,3
LESIZE,ALL,,,NDIV1
LSEL,S,,,25,27,2
LSEL,A,,,28
LESIZE,ALL,,,NDIV3
LSEL,S,,,26,29,3
LESIZE,ALL,,,NDIV1
ASEL,S,,,12,15,1
MSHKEY,1
AMESH,ALL
ASEL,S,,,12,15,1
ESLA
NSLE
CM,MANTO,NODE
ALLSEL
!-----
!MALLADO DE LA PLANCHA BASAL
!-----
TYPE,2
MAT,2
REAL,3
LSEL,S,,,15,19,1
LESIZE,ALL,,,NDIV1
ASEL,S,,,10,11,1
AMESH,ALL
ALLSEL
!-----
!MALLADO DE PLANCHA DE TECHO
!-----
TYPE,2
MAT,2
REAL,2
ASEL,S,,,16,19,1
AMESH,ALL
ASEL,S,,,10,11,1
ASEL,A,,,12,15,1
ASEL,A,,,16,27,1
ESLA
NSLE
CM,ESTANQUE,NODE
NUMMRG,NODE
!-----
!MALLADO DEL FLUIDO
!-----
TYPE,1
MAT,1
MSHAPE,0,3D
MSHKEY,1
VMESH,ALL
VSEL,S,,,ALL
ESLV
NSLE
CM,FLUIDO,ELEM
/VIEW,,0.8,-1,0.4
EPLOT
!-----

```

!ACOPLAMIENTO DE LOS NODOS EN LAS SUPERFICIES DE CONTACTO ENTRE EL
DEPOSITO Y EL FLUIDO

!-----
ALLSEL
NROTAT,ALL
NSEL,S,LOC,X,RAD
CPINTF,UX
NSEL,S,LOC,Z,-H1
CPINTF,UZ

!-----
!CONDICION DE SIMETRIA

!-----
ALLSEL
NSEL,S,LOC,Y,0
NSEL,A,LOC,Y,180
DSYM,SYMM,Y,1
NSEL,ALL

!-----
!RESTRICCIONES DE APOYO DEL ESTANQUE

!-----
ALLSEL
NSEL,S,LOC,Z,-H1
D,ALL,UZ
ALLSEL
CMSEL,S,MANTO
NSEL,R,LOC,Z,-H1
NSEL,R,LOC,X,RAD
D,ALL,UX,,,,UY
ALLSEL
NSEL,S,LOC,Z,H
NSEL,R,LOC,Y,0
NSEL,R,LOC,X,0
D,ALL,UZ !REPRESENTACION DE LA COLUMNA EN 0°
ALLSEL

!-----
!GRADOS DE LIBERTAD MAESTROS

!-----
CMSEL,S,MANTO
NSEL,R,LOC,X,RAD
NSEL,U,LOC,Z,-H1
M,ALL,UX,,,UZ
ALLSEL
CMSEL,S,FLUIDO
NSEL,R,LOC,Z,0
M,ALL,UZ
ALLSEL

!-----
!ANALISIS ESTATICO

!-----
/SOLU
ANTYPE,STATIC
NLGEOM,OFF
LUMPM,ON
PSTRES,ON
ACEL,,,G
SOLVE
FINISH

!-----
!ANALISIS MODAL

```
/SOLU
ANTYPE,MODAL
ACEL,,,G
MODOPT,REDUC,MODOS,,,0,OFF
MXPAND,MODOS,,,YES
LUMPM,ON
OUTPR,ALL,NONE
/OUTPUT,DEPOSITODANI,TXT
SOLVE
SAVE
FINISH
```

```
!-----
!EXPANSION DE LOS RESULTADOS
!-----
```

```
/SOLU
EXPASS,ON
MXPAND,MODOS,,,YES
OUTPR,ALL,NONE
OUTRES,ALL,ALL
SOLVE
SAVE
FINISH
```

```
!-----
!ANALISIS ESPECTRAL
!-----
```

```
/SOLU
ANTYPE,SPECTRUM
PSTRES,ON
SPOPT,SPRS
DMPRAT,0.02
SVTYPE,2,1
FREQ,0.2,0.211,0.222,0.235,0.25,0.267,0.400,0.444,0.500
FREQ,0.571,0.667,0.800,1.0,1.25,1.667,1.887,1.923,3.333,7.143
FREQ,8.333,10.00,20.00,100.00,1000.00
SV,0,0.26,0.274,0.289,0.306,0.325,0.347,0.52,0.578,0.65,
SV,0,0.743,0.867,1.04,1.3,1.625,2.167,2.45,2.5,2.5,2.5,
SV,0,2.5,2.385,1.577,1.115,1.012
SED,1.0,0.0,0.0
CQC
SOLVE
FINISH
/OUTPUT
/POST1
RSYS,0
/INPUT,DEPOSITODANI,MCOM
SAVE
```